

箱型鋼管混凝土柱偏心載重防火性能研究

內政部建築研究所自行研究報告

中華民國 104 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

箱型鋼管混凝土柱偏心載重防火性能研究

計畫主持人：王天志約聘研究員

內政部建築研究所自行研究報告

中華民國 104 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

MINISTRY OF THE INTERIOR
RESEARCH PROJECT REPORT

Fire Resistance of Eccentrically Loaded Concrete Filled Box Columns

BY

TIEN CHIH WANG

December 1, 2015

目次

表次	III
圖次	V
摘 要	IX
第一章 緒論	1
第一節 研究緣起與背景	1
第二節 研究目的	2
第三節 研究方法	2
第二章 規範與文獻回顧.....	3
第一節 設計規範與防火規定	3
第二節 耐火試驗	4
第三節 高溫對材料性質之影響	7
第四節 箱型鋼管混凝土柱	17
第三章 箱型鋼管混凝土柱火害實驗.....	23
第一節 試驗規劃	23
第二節 試體規劃設計與製作	23
第三節 實驗設備與試體安裝	32
第四節 實驗步驟	34
第四章 實驗結果與討論.....	37

第一節	箱型鋼管混凝土柱試體強度檢核.....	37
第二節	定載加熱試驗.....	42
第三節	加熱試驗過程試體軸向變形行為.....	48
第四節	試體外觀及討論.....	53
第五節	量測技術討論.....	55
第五章	結論與建議.....	59
第一節	結論.....	59
第二節	建議.....	60
附錄一	期初、期中及期末會議紀錄回覆.....	61
參考書目	65

表次

表 2-1 建築物防火構造應具有之防火時效	3
表 2-2 箱型鋼管混凝土柱研究成果	21
表 3-1 試體規劃	24
表 3-2 試體內灌混凝土之配比	28
表 4-3 EC0 試體試驗後鋼板外突量測	54
表 4-3 EC50 試體試驗後鋼板外突量測	55

圖次

圖 2-1	AIJ-SRC建議之P-M交互作用簡化曲線	4
圖 2-2	標準升溫曲線.....	5
圖 2.3	骨材與水泥漿體之熱應變圖(Rixom等人, 1986).....	9
圖 2.4	骨材與水泥漿體界裂縫示意圖(Rixom等人, 1986).....	9
圖 2.5	混凝土比熱 (European Committee, 1995)	10
圖 2.6	Eurocode 2 (1995) 及Ellingwood等人 (1980) 所提出的混凝土熱 傳導係數k與溫度之關係	11
圖 2.7	ACI 216 (1994) 混凝土熱傳導係數與溫度之關係	12
圖 2.8	Eurocode 2 (1995) 與T. T. Lie (1991) 建議的熱容比與溫度之比 較	13
圖 2.9	ACI 216 (1994) 高溫中矽質骨材混凝土抗壓強度遞減之關係 .	14
圖 2.10	ACI 216 (1994) 高溫中混凝土彈性模數遞減之關係	14
圖 2.11	Eurocode2 (1995) 高溫中混凝土抗壓強度折減遞減之關係 ..	15
圖 2.12	Eurocode2 (1995) 高溫中矽質骨材混凝土應力應變曲線之關係	16
圖 2.13	ACI 216(1994)高溫中鋼筋抗拉強度遞減之關係	16
圖 2.14	Eurocode 2(1995)高溫中鋼筋降伏強度遞減之關係 錯誤! 尚未定 義書籤。	

圖 2.15	實驗結果與耐火時間評估公式計算結果(陳誠直, 2014)	20
圖 3-1	箱型鋼柱斷面設計圖	24
圖 3-2	箱型鋼柱、柱板透氣孔及偏心配置示意圖	25
圖 3-3	試體組裝假固定成U字形	27
圖 3-4	安裝熱電偶	27
圖 3-5	鋼柱試體外觀	28
圖 3-6	填充型箱型鋼柱試體之溫度測點分佈	30
圖 3-7	外側鋼材熱電偶之安裝	31
圖 3-8	柱耐火爐設備圖	32
圖 3-9	位移計架設圖	33
圖 3-10	試體側向位移量測原理示意圖	34
圖 3-11	CNS 12514-1 標準升溫曲線	36
圖 4-1	加載歷程示意圖	42
圖 4-2	試體安裝情形	43
圖 4-3	端點鉸接試驗設置	43
圖 4-4	試體加熱後情形 (左:EC0; 右:EC50)	44
圖 4-5	EC0 試體加熱溫度時間曲線圖	44
圖 4-6	EC50 試體加熱溫度時間曲線圖	45
圖 4-7	EC0 試體斷面A測點溫度時間曲線圖	46

圖 4-8	EC0 試體斷面B測點溫度時間曲線圖	46
圖 4-9	EC0 試體斷面C測點溫度時間曲線圖	47
圖 4-10	EC50 試體斷面A測點溫度時間曲線圖	47
圖 4-11	EC50 試體斷面B測點溫度時間曲線圖	48
圖 4-12	EC0 及EC50 試體軸向變形與標準爐溫-時間曲線圖	49
圖 4-13	EC0 及EC50 試體軸向變形速率及載重-時間曲線圖	49
圖 4-14	EC0 試體上端板位移-時間曲線圖	50
圖 4-15	EC0 試體下端板位移-時間曲線圖	51
圖 4-16	EC50 試體上端板位移-時間曲線圖	51
圖 4-17	EC50 試體下端板位移-時間曲線圖	52
圖 4-18	EC0 試體中點側向位移-時間曲線圖	52
圖 4-19	EC0 試體試驗後外觀	53
圖 4-20	EC50 試體試驗後外觀	54
圖 4-21	試體測溫線配置	56
圖 4-22	試驗後試體表面測溫點	56
圖 4-23	試體中點側向位移量測設置 (1)	57
圖 4-24	試體中點側向位移量測設置 (2)	57

摘 要

關鍵詞：鋼管混凝土柱、偏心載重、耐火性能

一、研究緣起

填充混凝土箱型鋼柱 (concrete-filled box column, 簡稱 CFBC) 相較於填充混凝土圓形鋼柱, 接頭施作成本低且施工便利, 未來拆除時, 鋼板及混凝土均易回收再利用。另外, 箱型鋼柱既可作為模板, 又可提供混凝土圍束, 改善其塑性和韌性; 混凝土則提供箱型鋼柱柱板之側向支撐, 提升構材之強度與韌性, 故相當具有經濟上及環保上的優勢, 符合降低經濟發展對環境衝擊的目標, 是適合在國內研發、推廣的構材型式。

建築物因結構不同部位的需求, 在柱接頭區四周的構件型式、大小會有不同, 或樓板所承受的活載種不同, 造成結構構件的受力不一致, 致使柱除承受垂直載重外, 也承受了不同程度的彎矩。另外, 柱構件接頭因四周不同構件之相對勁度差異, 加上彎矩或偏心矩之影響, 接頭區可能會有旋轉角的產生, 此種偏心彎矩對耐火時效之影響值得加以探討。

有關 CFTC 與 CFBC 之火害設計荷重等級及其耐火時效, 現行 Eurocode 4 (BS EN 1994-1-2: 2005) 規範已有訂定, 另國內陳誠直教授進行 CFBC 防火性能驗證技術研究, 也提出其防火時效評估公式, 但對於施加偏心載重防火性能相關文獻則尚為缺乏。本研究研擬將蒐集彙整相關混凝土柱及填充混凝土鋼柱受偏心載重影響之研究資料, 規劃設計箱型鋼管混凝土柱試體, 進行實驗研究了解偏心載重對箱型鋼管混凝土柱耐火時效之影響, 最後將實驗結果作為國內編撰 CFBC 規範之參考依據。

二、研究方法及過程

首先, 本研究進行蒐集和彙整國內外相關設計規範與文獻, 瞭解影響箱型鋼管混凝土柱構件偏心載重耐火性能之參數, 參考鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範進行設計與製作, 試體端點條件為非固定鉸接端, 區分施加载重有、無偏心為主要研究參數。再以實驗方法探討箱型鋼管混凝土柱在加熱過程之斷面溫度分佈、

箱型鋼管混凝土柱偏心載重防火性能研究

端部旋轉角、軸向變形、側向變形及其耐火時效，進行加熱加載試驗探討其承重性能受有無偏心載重衰退破壞過程的載重-變形行為、破壞模式等性質。試驗結果同時可與 103 年自辦案研究成果比較不同端點條件，固定端或鉸接端對耐火時效的影響。

三、重要發現

藉由文獻回顧及試驗結果彙整分析，可得到以下結論：

- 一、藉由文獻回顧彙整分析，鋼柱載重有無偏心，尤其在小偏心時，對耐火時效的影響已有部分之成果，但其結論仍未有很一致的結果。
- 二、試驗端點條件為鉸接端，在本次試驗條件下，其端板在無偏心載重下，幾無轉角的行為出現；在偏心 50 mm 載重下，則有輕微的轉角出現，但其數值很小，對試體的側向變形影響不大。
- 三、本次試驗載重 259 噸，分為無偏心及有偏心，偏心距為 50 mm 下，端部所受彎矩大小為 12.95 tf-m，在此小偏心距的加載條件下，其有、無偏心試驗條件下的最大熱膨脹量分別於 22 及 21 分鐘時達到，膨脹值分別為 13.4 及 9.2 mm，而最終耐火時效則分別為 60 分鐘及 59 分鐘。
- 四、本案研究結果顯示，試體端點條件為鉸接端，在低載重比（0.28 設計載重）及小偏心的加載下，對試體的溫升曲線及耐火時效影響並不明顯，但在加熱過程的軸向膨脹量則有部分壓抑效果，減少其最大膨脹量。
- 五、本研究量測數據所採用的方式，經試驗結果證明有其可行性，但仍需進一步改善，例如中點側向位移量測點可改為固定在內部混凝土，避免受到鋼板加熱過程熱膨脹所造成的影響。

四、主要建議事項

立即可行建議 - 不同偏心載重對箱型鋼管混凝土柱防火性能驗證

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：

柱構件因位於建築物不同位置及週遭不同使用目的，而承受不同型式的力組合作用。本年度研究成果顯示在低載重比、小偏心距的條件下，箱型鋼管混凝土柱的耐火時效差距不大，在柱構件的 P-M 作用曲線上，基本上可視為與純軸力無偏心構件，有相同的耐火時效。但對於在結構上有不連續的構架，或實際使用時相鄰區域有不同目的的使用載重時，對柱構件端部造成不同或較大偏心彎矩時的耐火性能之影響，值得持續探討對耐火性能有較明顯之臨界偏心彎矩，並建立此型式之試驗包絡線資料，以完善偏心載重對箱型鋼管混凝土柱耐火時效之影響。

ABSTRACT

Keywords: concrete-filled column, eccentrically loaded, fire resistance

In recent years, steel reinforced concrete structures are frequently used for medium- and high-rise buildings in Taiwan. Concrete filled steel box columns (CFBC) are usually used in engineering practice. When filled composite columns are subjected to axial compression at elevated temperatures, different material properties will cause discrepancy in strength degradation and thermal expansion of the materials. In practice, column except subject axially load, but also suffered varying degrees of bending moment. Such influence of the bending moment on the fire resistance warrants examination.

The reference prediction equations for fire resistance of CFTC and CFBC have been set (e.g. Eurocode 4). The Dr. Chen in Taiwan also provides the reference design equation for fire resistance endurance. But the relevant literatures about the influence of applied the eccentric load to fire resistance are still lack.

This study explored the research results from literatures and, accordingly, designed two CFBC specimens. Two experiments were conducted to investigate the behavior of the CFBC specimens subjected to axial and eccentric loads. Additionally, the test results also can re-exam the suitability of the reference design equation (provides by Dr. Chen) for the low-ratio loading cases.

Two specimens were manufactured; the cross section size was 400 * 400 mm, the thickness of the steel plate was 12 mm, the total length was 4200 mm including the end plate thickness. The test columns were installed in the furnace by bolted the end plates to a loading head at the top and a hydraulic jack at the bottom. The end conditions of all the specimens are hinge-end. The length that was exposed to fire for each specimen was approximately 3 m. All columns were subjected the same load ratio ($0.28 \phi_c P_n$, ratio of the test load in fire conditions to those used in the design of the member at room temperature).

The main objectives of this study were threefold: first, to discuss the distribution of the temperature across the section. Secondly, to discuss the rotation of the end plates, the axially deformation and the laterally deformation. Finally, to evaluate the fire resistance.

箱型鋼管混凝土柱偏心載重防火性能研究

Base on the test conditions: low load ratio, small eccentric load, hinge-end and low slendness ratio, the test results showed that the eccentric load doesn't has evidence effect on the fire resistance. The fire resistance endurance of axially load specimen was 60 min and for eccentric load specimen was 59 min.

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

人類的文明因火的發現及運用有了很大的進展，但當火失去控制則會形成災害，造成人類傷亡以及社會財產等的損失。火災與震災、風災等一樣，皆為危害建築結構安全的重要災害之一，火災熱量以熱傳的三種方式-熱傳導、熱對流及熱輻射，將熱量傳遞到建築結構，材料升溫致使結構材料爆裂、性能衰退劣化以及結構變形等，嚴重者甚至造成結構坍塌。火災的危害對於鋼構造建築類型的破壞尤為嚴重。

箱型鋼管混凝土柱 (concrete-filled box column, 簡稱 CFBC) 相較於圓形鋼管混凝土柱，梁柱接頭施作成本低且施工便利；於未來拆除時，回收作業較為方便，只要切開箱型柱，破壞鋼板與混凝土間之黏結，混凝土就可以整塊取出，除鋼板可回收外，混凝土亦可回收用以生產再生混凝土。另外，箱型鋼柱既可作為模板之功能，不必使用模板，降低營建材料使用量，又可提供混凝土圍束，使混凝土處於多維受壓狀態，改善其塑性和韌性；混凝土則提供箱型鋼柱柱板之側向支撐，避免或延緩鋼板發生局部挫屈，提升構材之強度與韌性，故相當具有經濟上及環保上的優勢，符合降低經濟發展對環境衝擊的目標，是適合在國內研發、推廣的構材型式。CFBC 在常溫下因結合鋼材與混凝土之優點且兩材料間之互制，進而提升構件整體強度、勁度及載重支撐能力等。CFBC 構件於火災環境下，鋼材具較佳熱傳導性，易受高溫影響材料強度損失，而混凝土低熱傳導及高熱容量特性，吸收鋼板的溫度，減緩其溫度上昇，使耐火性較純鋼構佳。

建築物因結構不同部位的需求，在柱接頭區四周的構件型式、大小會有不同，或樓板所承受的活載種不同，造成結構構件的受力不一致，致使柱除承受垂直載重外，也承受了不同程度的彎矩。另外，柱構件接頭因四周不同構件之相對勁度差異，加上彎矩或偏心矩之影響，接頭區可能會有旋轉角的產生，此種偏心彎矩對耐火時效之影響值得加以探討。

本所在 100~103 年科技計畫「鋼骨鋼筋混凝土構造火害及耐火性能設計研究計畫」綱要計畫，分年進行相關研究，業已彙整完成箱型鋼管混凝土柱受軸力火害下性能設計指南之研訂。但前開科技計畫受限人、物力及時程關係，所完成之

設計指南僅針對柱構件承受軸壓載重，尚未包含柱承受偏心距所帶來之彎矩影響，在該計畫執行期間所召開之審查會議，有審查委員提出建議應考慮此種偏心距之影響；同時由本所先前執行高性能混凝土柱耐火性能之研究成果中可發現，柱構件承受偏心載重對其耐火時效之影響相當大，值得針對此種載重型式加以探討。

第二節 研究目的

有關 CFTC 與 CFBC 之火害設計荷重等級及其耐火時效，現行 Eurocode 4 (BS EN 1994-1-2: 2005) 規範已有訂定，另國內陳誠直教授進行 CFBC 防火性能驗證技術研究，也提出其防火時效評估公式，但對於施加偏心載重防火性能相關文獻則尚為缺乏。本研究擬將蒐集彙整相關混凝土柱及填充混凝土鋼柱受偏心載重影響之研究資料，規劃設計箱型鋼管混凝土柱試體，進行實驗研究了解偏心載重對箱型鋼管混凝土柱耐火時效之影響，最後將實驗結果作為國內編撰 CFBC 規範之參考依據。

第三節 研究方法

首先，本研究進行蒐集和彙整國內外相關設計規範與文獻，瞭解影響箱型鋼管混凝土柱構件偏心載重耐火性能之參數，參考鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範進行設計與製作，試體端點條件為非固定鉸接端，區分施加载重有、無偏心為主要研究參數。再以實驗方法探討箱型鋼管混凝土柱在加熱過程之斷面溫度分佈、端部旋轉角、軸向變形、側向變形及其耐火時效，進行加熱加載試驗探討其承重性能受有無偏心載重衰退破壞過程的載重-變形行為、破壞模式等性質。試驗結果同時可與 103 年自辦案研究成果比較不同端點條件，固定端或鉸接端對耐火時效的影響。

第二章 規範與文獻回顧

第一節 設計規範與防火規定

壹、建築技術規則

「建築技術規則」(2012)為我國建築設計和施工之依據，而填充型合成柱構件之設計與施工規定於建築構造篇第七章鋼骨鋼筋混凝土構造，第 496 條至 520 條。柱構件之防火設計為參考建築設計施工篇之第三章：建築物之防火，第 70 條至 73 條規定。第 70 條為規定防火構造柱、樑、承重牆壁、樓地板及屋頂應具有之防火時效，如表 2-1 所示。

表 2-1 建築物防火構造應具有之防火時效

主要構造部分	自頂層算起不超過四層之各樓層	自頂層算起超過第四層至第十四層之各樓層	自頂層算起第十五層以上之各樓層
承重牆壁	1 小時	1 小時	2 小時
梁	1 小時	2 小時	3 小時
柱	1 小時	2 小時	3 小時
樓地板	1 小時	2 小時	2 小時

(資料來源：建築技術規則)

貳、鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說

根據我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」(2011)設計箱型鋼管混凝土柱；試體斷面鋼骨比須大於全斷面積之 2%，且斷面最小尺寸不得小於 30 cm。對於鋼骨斷面之寬厚比(b/t)規定，耐震設計與結實斷面之肢材寬厚比之上限分別為 $\lambda_{pd} = \sqrt{3E_s / F_{ys}}$ 及 $\lambda_p = 61$ ；對於銲接組合箱型柱之相鄰鋼板間，其銲接須沿柱之全長採全滲透銲接。在計算合成柱試體之設計受壓強度乃採「強度疊加法」，如公式(2-1)及(2-2)所示。

$$P_u = P_{us} + P_{urc} \quad (2-1)$$

$$M_u = M_{us} + M_{urc} \quad (2-2)$$

其中 P_u 為由組合載重引致作用於 SRC 構件之需要受壓強度， M_u 為由組合載重引致作用於 SRC 構件之需要彎矩強度， P_{us} 為鋼骨部份之需要受壓強度， P_{urc} 為鋼筋

混凝土部份之需要受壓強度， M_{us} 為鋼骨部份之需要彎矩強度， M_{urc} 為鋼筋混凝土部份之需要彎矩強度。構件檢核時，先進行作用於混凝土及鋼骨部份的軸力與彎矩之分配，再依序進行鋼骨及混凝土部份之強度檢核。

對於 SRC 構材中 RC 部份之強度計算，由於受軸力與彎矩共同作用時的計算過程較為複雜，參考日本 AIJ-SRC 規範（2001）之建議，該規範認為鋼管內不僅受純彎矩而未受軸壓力作用之混凝土，應不計其彎矩強度之貢獻，但是混凝土若受軸壓力作用時，則可以抵抗彎矩之能力。AIJ-SRC 規範提出一個經過簡化且略為保守的強度檢核方法，該法將 RC 構材受軸力與單項彎矩共同作用時的 P-M 交互作用曲線保守的簡化為兩條直線公式，如下圖所示。

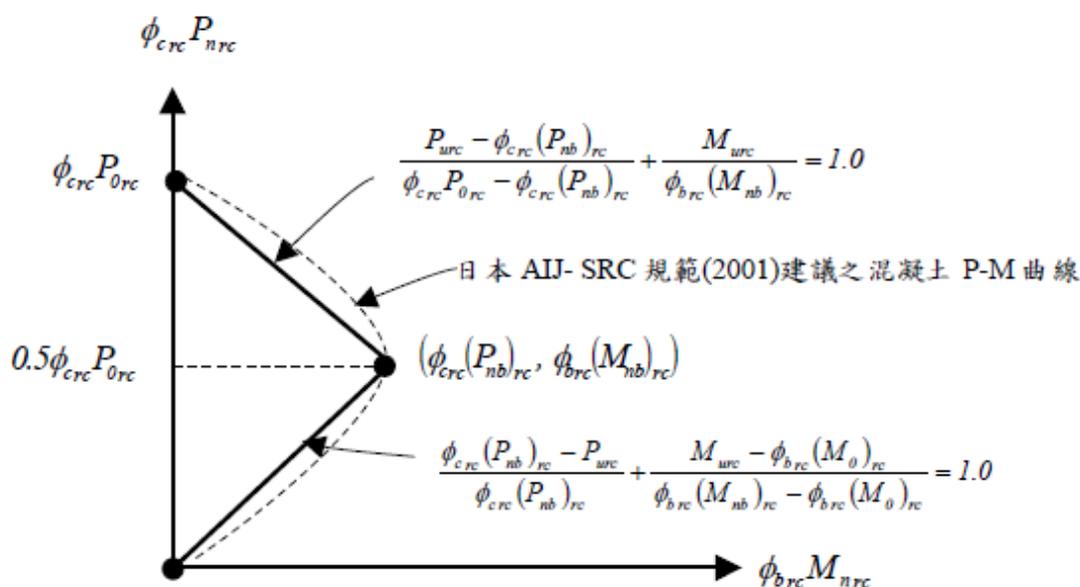


圖 2-1 AIJ-SRC建議之P-M交互作用簡化曲線

(資料來源：AIJ-SRC，2001)

第二節 耐火試驗

依據 103 年 11 月公布的 CNS 12514-1「建築物構造構件耐火試驗法-第 1 部：一般要求事項」及 CNS 12514-7「建築物構造構件耐火試驗法-第 7 部：柱特定要求」進行加熱及加載耐火試驗。

1. 加熱試驗

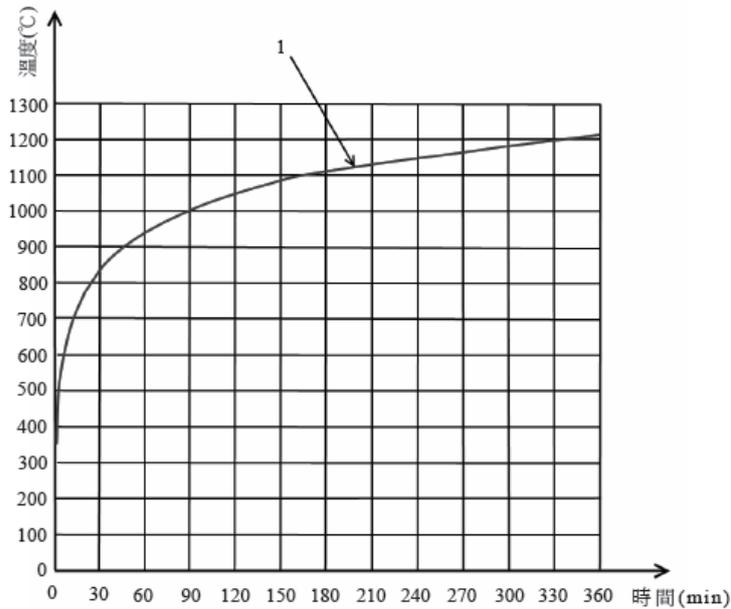
(1) 爐內溫度

爐內平均溫度應予以監測，使其符合下列關係式。

$$T=345 \log_{10} (8t+1) +20$$

式中 T = 加熱爐內平均溫度 (°C)

t = 加熱時間 (分)



說明

1 對應加熱時間之加熱爐溫度

圖 2-2 標準升溫曲線

(資料來源：CNS 12514-1)

由規定的熱電偶所記錄的平均時間對溫度曲線下之面積，與標準時間對溫度曲線下之面積的偏差百分比 (de) 應在下列範圍內。

- | | |
|--------------------------------|------------------|
| (1) $de \leq 15\%$ | $5 < t < 10$ |
| (2) $de = 15 - 0.5(t - 10)\%$ | $10 < t \leq 30$ |
| (3) $de = 5 - 0.083(t - 30)\%$ | $30 < t \leq 60$ |
| (4) $de = 2.5\%$ | $60 < t$ |

$$d_e = \frac{A - A_s}{A_s} \times 100 \quad (2-3)$$

式中，

de : 偏差百分比

A : 實際實驗平均時間對溫度曲線下之面積

A_s : 標準時間對溫度曲線下之面積

t : 時間 (min)

所有面積應以相同的方式計算，在 (1) 以不超過 1 分鐘的區間加總面積，在 (2)、(3)、(4) 以 5 分鐘的區間加總面積，且應從時間為零開始計算。

試驗開始 10 分鐘以後，爐內熱電偶所記錄的溫度不得與對應的標準時間曲線之溫度相差超過 100°C 。對於含有顯著數量可燃材料之試體，當超出偏差可清楚地被鑑定初是由明顯數量可燃材料的突然引燃增加了平均爐內溫度，超出許可差時間不得持續超過 10 分鐘。

(2) 爐內壓力

(1) 加熱爐內高度方向之氣壓分布大概呈線性梯度狀態，設定該壓力梯度平均值為 8 Pa/m 。

(2) 爐內控制壓力的平均值，在試驗開始初期 5 分鐘應保持在 $\pm 5 \text{ Pa}$ ，至 10 分鐘時須保持在 $\pm 3 \text{ Pa}$ 。

2. 加載試驗

對承重構造試體，試驗載重須在試驗開始之前至少 15 分鐘加載至試體，並保持加載不變直至變形不再增加。接著在試驗過程中持續加載，載重仍須保持不變，且當試體發生進一步變形時，加載系統應有即時反應能力，以保持穩定之加載值；亦即須具有補償試體最大容許變形之能力。

試驗開始前室內氣溫及試體之初始平均內部溫度及非加熱面溫度須在 $25 \pm 15^{\circ}\text{C}$ 範圍內，爐內溫度須小於 50°C 。試驗開始前 5 分鐘內，所有熱電偶之初始值須持續記錄並檢查一致性。試體之變形量測值及其他狀態亦須記錄。

3. 加熱試驗結束

試驗因下列原因得以終上。

- (1) 達到設定指標：試驗中試體已超過性能基準，試驗得立即停止；或試驗時間已達預定時間，亦得停止。試驗中試體發生失敗情況後，為獲得額外的資料可繼續試驗。
- (2) 因人員安全或設備可能遭受破壞之因素，試驗須立即停止。
- (3) 因試驗委託人之要求，得停止進行試驗。

4. 性能基準

試體的防火性能應由下列適當之性能基準決定。此為試體在試驗過程中維持支承試驗載重能力所經過的時間。試驗載重的支承能力以變形量及變形速率兩者決定。

當超過以下兩項基準時視為破壞。

$$\text{最大軸向壓縮量, } C = \frac{h}{100} (\text{mm}) \quad (2-4)$$

$$\text{且最大軸向壓縮速率, } \frac{dC}{dt} = \frac{3h}{1,000} (\text{mm/min}) \quad (2-5)$$

式中， h ：為初始高度(mm)

第三節 高溫對材料性質之影響

壹、混凝土材料

一、混凝土高溫下的化學反應綜合如下（沈進發等，1991；沈進發等，1993；

Khoury, 1992）：

- (1) 溫度達 105 ℃，混凝土中的毛細孔及吸附水逐漸散失。
- (2) 溫度達 200 ℃，CSH 膠體開始失去鍵結水，混凝土內部發生化學變化。
- (3) 溫度在 250 ℃ 至 350 ℃ 間，混凝土內含 Al_2O_3 或 Fe_2O_3 的水化物內之鍵結水，將大部分喪失。而 CSH 膠體的鍵結水也會喪失約 20%。
- (4) 溫度在 400 ℃ 至 700 ℃ 間，CSH 膠體內保有的 80% 鍵結水，將在

此階段完全分解。但在 500 °C 右，漿體中的水分已分解殆盡。

(5) 溫度在 440 °C ~ 580 °C 間，水泥漿體中的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 開始分解，但該反應為可逆。另外，矽質骨材約在 573 °C， SiO_2 會由 α 相轉成 β 相，由於熱震動能量的增加，使體積產生約 0.4% 的熱膨脹量。

(6) 溫度達 750 °C，石灰質骨材中的碳酸鈣開始分解，釋放出二氧化碳，該高溫吸熱產生的生石灰 (CaO)，在冷卻後吸收空氣中的水氣會產生體積膨脹，可能造成混凝土的再次龜裂。

(7) 溫度在 800 °C ~ 1000 °C 間，水泥的水化物將再被重新燒結成 C_2S 、 C_3S 、 C_4AF 等水泥主要成分。

(8) 溫度達 1425 °C 剩餘水泥水化物，可能進一步熔解生成 C_3S 。

二、混凝土的熱膨脹係數

混凝土之熱膨脹係數，隨著含水量、水灰比及混凝土之材齡而變。由於水泥砂漿和骨材間之熱膨脹係數不同，故熱膨脹係數約為其二者之合成，且為拌合骨材數量及骨材熱膨脹係數的函數。另外此係數亦包含了熱膨脹與乾縮之相互影響。不同骨材混凝土的熱膨脹係數如下 (European Committee, 1995)：

矽質骨材混凝土： 0.000018 / °C

碳酸岩骨材混凝土： 0.000012 / °C

三、混凝土的體積變化

混凝土受熱的潛應變及瞬間應變有密切的相關性。混凝土的體積變化包含水泥漿體與骨材之共同影響，且體積變化隨溫度變化及有無加載而有明顯的不同。一般骨材其體積均隨溫度增高而膨脹；但水泥漿體在較低溫時，體積變化亦隨溫度升高而膨脹，但約在 150°C 以上時，體積變化改脹為縮，如圖 2.3。在此腫脹縮不和諧情況下，骨材與水泥漿體界面間會產生脹縮差異之內張應力，當此應力超過極限時，界面即產生破裂或使原有裂縫再擴大延伸，如圖 2.4 (Rixom 等人，

1986)。

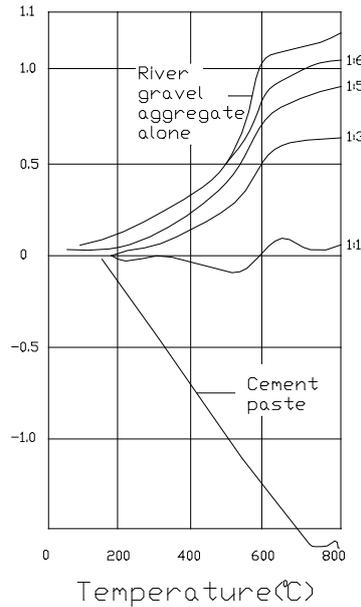


圖 2.3 骨材與水泥漿體之熱應變圖(Rixom等人, 1986)

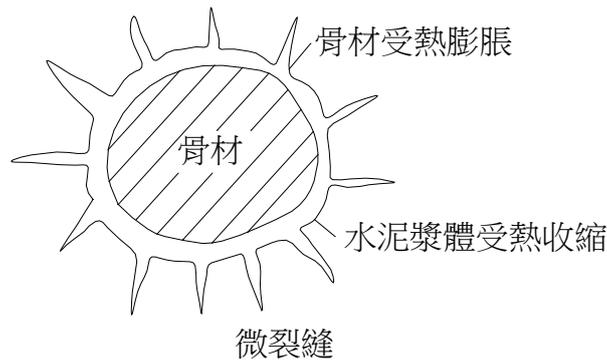


圖 2.4 骨材與水泥漿體界裂縫示意圖(Rixom等人, 1986)

四、混凝土的比熱

比熱是表示混凝土之熱容量，混凝土之比熱受骨材礦物之影響較小，而與孔隙、水灰比，含水量及溫度等的關係較密切。混凝土的含水量增加時比熱亦隨之增加，且溫度升高時，比熱亦隨之升高。文獻

(European Committee, 1995) 歸納近期成果，提供參考分析使用之混凝土比熱，如圖 2-5 所示。

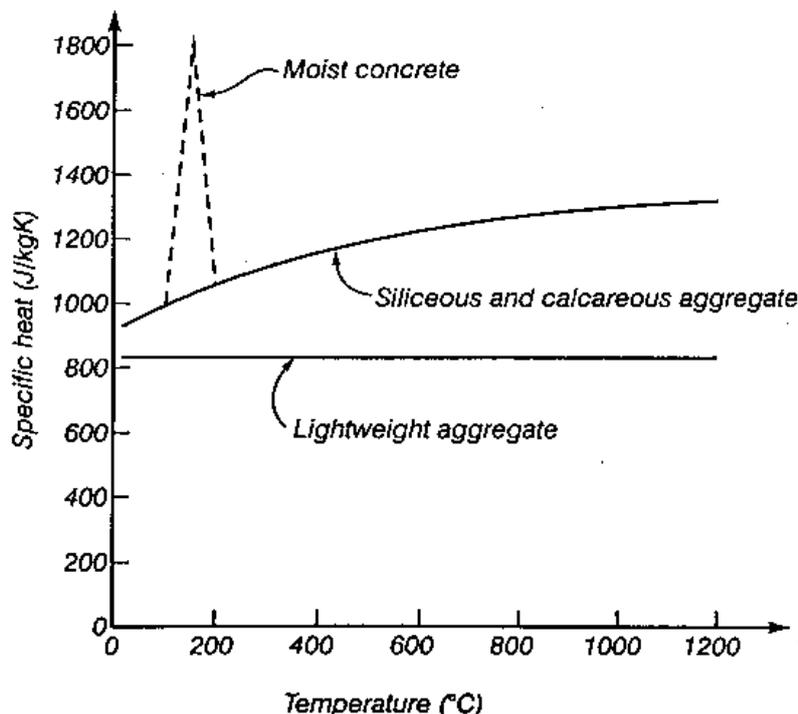


圖 2.5 混凝土比熱 (European Committee, 1995)

五、混凝土的熱傳遞

熱傳遞方式，主要有輻射、對流及傳導三種方式。熱傳遞時往往是三種方式同時進行，將熱由高溫處傳至低溫處，在低溫時是以傳導及對流為主，而在高溫則以輻射為主。影響混凝土的熱傳導率之主要因素有骨材礦物性質、硬固水泥漿體、孔隙量、飽和度及環境溫度等因數。一般言之在低溫時，混凝土有較高的熱傳係數，但當溫度達 100°C 以上時，孔隙水逐漸蒸發，骨材與硬固水泥漿體間，因熱應變不諧和而產生微裂縫，增長熱傳導的路徑，傳導能力減弱，熱傳係數逐漸下降，當溫度約達 800°C 以上時，熱傳係數逐漸穩定，因此時主要以輻射方式傳熱，使的傳熱能力維持穩定。混凝土熱傳係數如下：

$$\alpha = \frac{k}{\rho c} \quad (2-6)$$

其中

α : 熱擴散係數 (heat diffusivity)

k : 熱傳導係數 (thermal conductivity) (W/m °C)

ρ : 密度 (density) (kg/m^3)

c : 比熱 (specific heat) ($\text{J}/\text{kg}^\circ\text{C}$)

pc : 熱容比 (specific heat capacity) ($\text{J}/\text{m}^3^\circ\text{C}$)

Eurocode 2 (1995) 所建議砂質骨材混凝土的熱傳導係數的公式如下：

$$k(\theta) = 2 - 0.24\theta/120 + 0.012(\theta/120)^2, \quad 20^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2-7)$$

Ellingwood 等人 (1980) 所提出建議混凝土的熱傳導係數的公式如下：

$$k(\theta) = 1.81 - 0.62\theta/300, \quad 0^\circ\text{C} < \theta \leq 300^\circ\text{C} \quad (2-8)$$

$$k(\theta) = 1.55 - 0.60\theta/500, \quad 300^\circ\text{C} < \theta \leq 800^\circ\text{C} \quad (2-9)$$

$$k(\theta) = 0.81857 - 0.2\theta/700, \quad 800^\circ\text{C} < \theta \leq 1500^\circ\text{C} \quad (2-10)$$

Eurocode 2 (1995) 所建議的熱傳導係數 k 及 Ellingwood 等人 (1980) 所提出的熱傳導係數 k 如圖 2.6 所示，另外 ACI 216 (1994) 所提供的混凝土熱傳導係數如圖 2.7 所示。

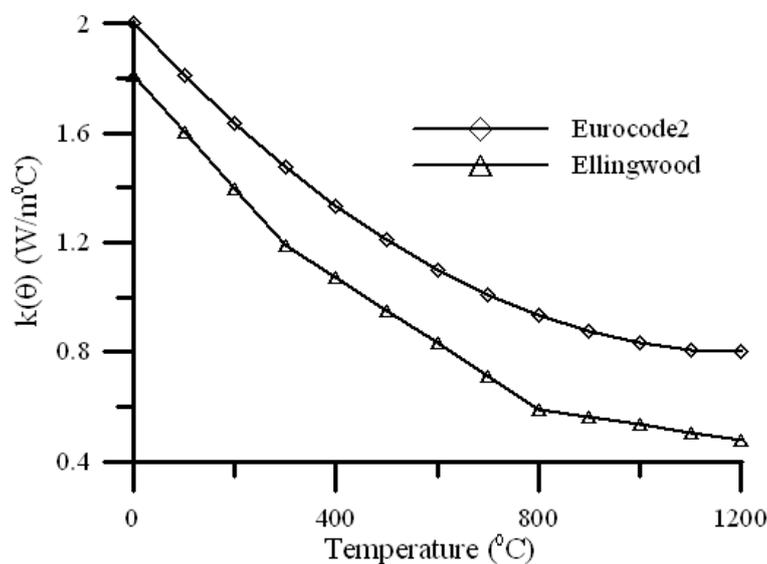


圖 2.6 Eurocode 2 (1995) 及 Ellingwood 等人 (1980) 所提出的混凝土熱傳導係數 k 與溫度之關係

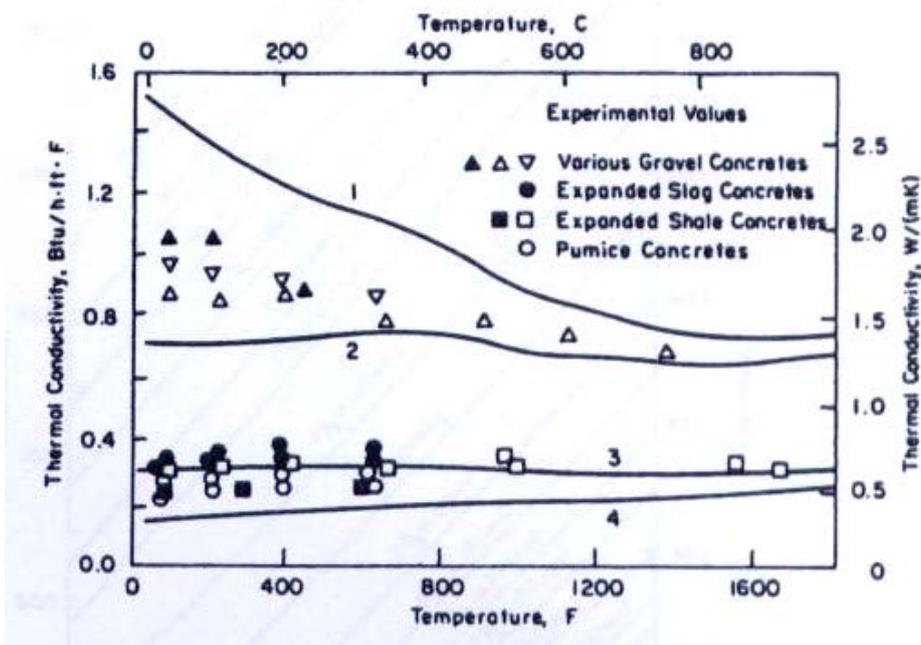


圖 2.7 ACI 216 (1994) 混凝土熱傳導係數與溫度之關係

六、混凝土的熱容比

Eurocode 2 (1995) 建議混凝土熱容比之公式如下：

$$\rho c(\theta) = 2300 \times [900 + 80 \times \theta / 120 - 4(\theta / 120)^2] \quad , \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta < 100^\circ\text{C} \quad (2-11)$$

$$\rho c(\theta) = 2200 \times [900 + 80 \times \theta / 120 - 4(\theta / 120)^2] \quad , \quad 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2-12)$$

T.T. Lie 等人 (1991) 所提出混凝土熱容比之公式如下：

$$\rho c(\theta) = (0.005\theta + 1.7) \times 10^6 \quad , \quad 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C} \quad (2-13)$$

$$\rho c(\theta) = 2.7 \times 10^6 \quad , \quad 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (2-14)$$

$$\rho c(\theta) = (0.013\theta - 2.5) \times 10^6 \quad , \quad 400^\circ\text{C} < \theta \leq 500^\circ\text{C} \quad (2-15)$$

$$\rho c(\theta) = (-0.0013\theta + 10.5) \times 10^6 \quad , \quad 500^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C} \quad (2-16)$$

$$\rho c(\theta) = 2.7 \times 10^6 \quad , \quad 600^\circ\text{C} < \theta \quad (2-17)$$

兩種不同之熱容比與溫度之變化如圖 2.8 所示，其中 T.T.Lie 等人 (1991) 所建議的熱容比一開始為線性上升，直至 200 °C 之後皆保持一個平台，在 500 °C 左

右有一突峰，但 Eurocode 2 (1995) 所建議的熱容比呈現微幅上升的趨勢，在 100 °C-200 °C 時比熱 c 會有一尖峰值 2750 J/kg°C，在 600 °C 以後兩者建議的熱容比趨近相同。

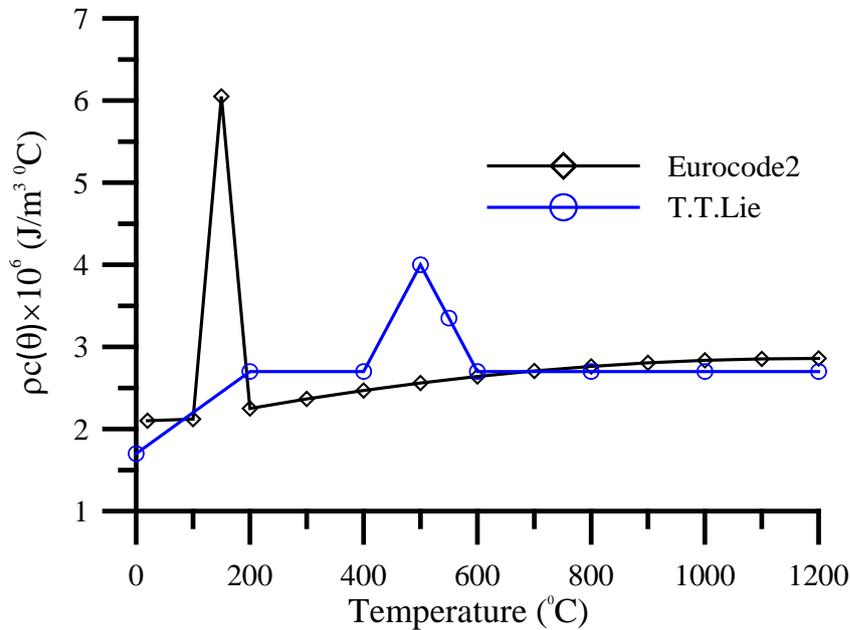


圖 2.8 Eurocode 2 (1995) 與 T.T.Lie (1991) 建議的熱容比與溫度之比較

貳、混凝土高溫下的力學性質

ACI 216 (1994) 所建議的有關矽質混凝土受火害之力學性質的相關規定，如圖 2.9 所示，從矽質骨材混凝土之抗壓強度與溫度關係中，可發現加溫至 400 °C 後混凝土的抗壓強度會有比較明顯衰減之現象，由圖中可觀察到加溫至 500 °C 時，抗拉強度遞減約 40%，高溫中加載至 0.4 f_c' 與高溫無加載之混凝土抗壓強度相差約 30%。由圖 2.10 中發現，矽質骨材混凝土之彈性模數在加溫至 400 °C 時，約為常溫之 55%，加溫至 480 °C 後會有明顯衰減之現象。

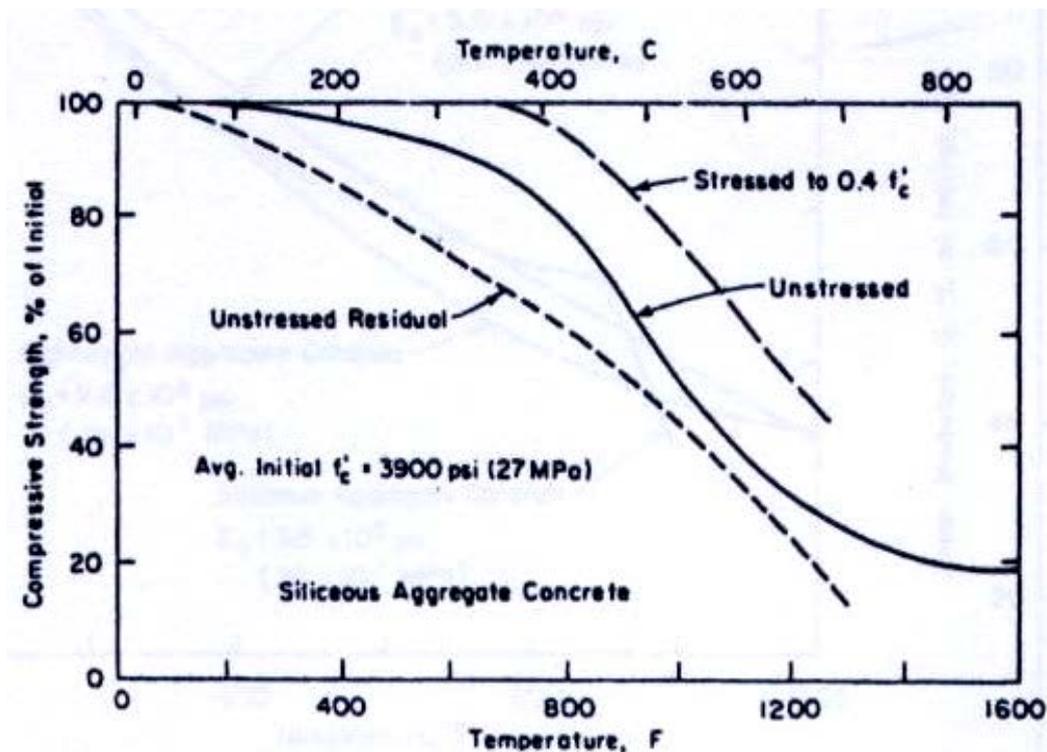


圖 2.9 ACI 216 (1994) 高溫中矽質骨材混凝土抗壓強度遞減之關係

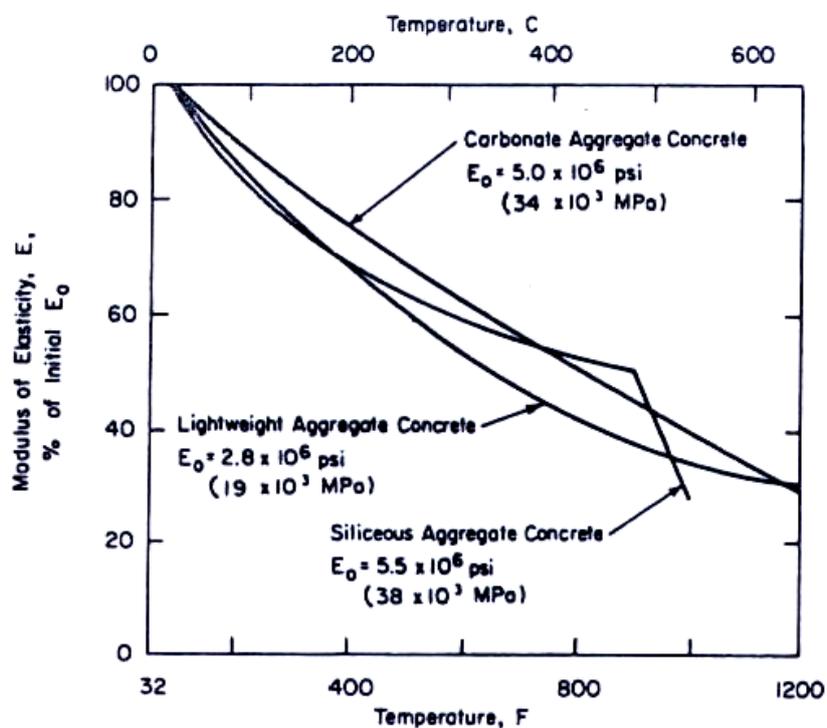


圖 2.10 ACI 216 (1994) 高溫中混凝土彈性模數遞減之關係

Eurocode 2 (1995) 將混凝土抗壓強度隨溫度衰減關係建議如下：

$$f_{ck}(\theta) = k_c(\theta) \times f_{ck}(20^\circ\text{C}) \quad (2-18)$$

其中

$$k_c(\theta) = 1.0 \quad , \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \quad (2-19)$$

$$k_c(\theta) = (1600 - \theta)/1500 \quad , \quad 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (2-20)$$

$$k_c(\theta) = (900 - \theta)/625 \quad , \quad 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C} \quad (2-21)$$

$$k_c(\theta) = 0 \quad , \quad 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2-22)$$

圖 2.11 為 Eurocode 2 (1995) 在高溫中混凝土抗壓強度遞減之關係，溫度升到 100°C 時，混凝土抗壓強度才有遞減之現象，加溫到 400°C 抗壓強度會約為常溫抗壓強度 80%，加溫到 800°C 抗壓強度約為常溫抗壓強度 16%，當溫度升到 900°C 以上時，混凝土完全無抗壓強度。

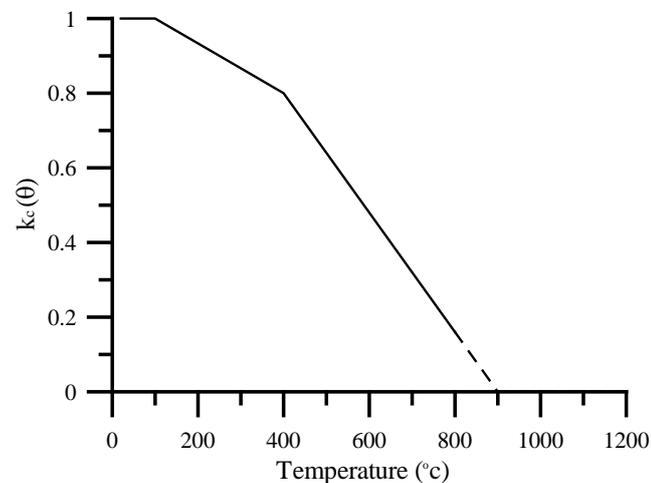


圖 2.11 Eurocode2 (1995) 高溫中混凝土抗壓強度折減遞減之關係

圖 2.12 為 Eurocode 2 (1995) 所建議有關砂質骨材混凝土在高溫中之應力應變曲線關係，由圖中可發現混凝土之彈性模數會隨著溫度上升而遞減，曲線中應力的最高點所對應之應變會隨著溫度上升而增加。

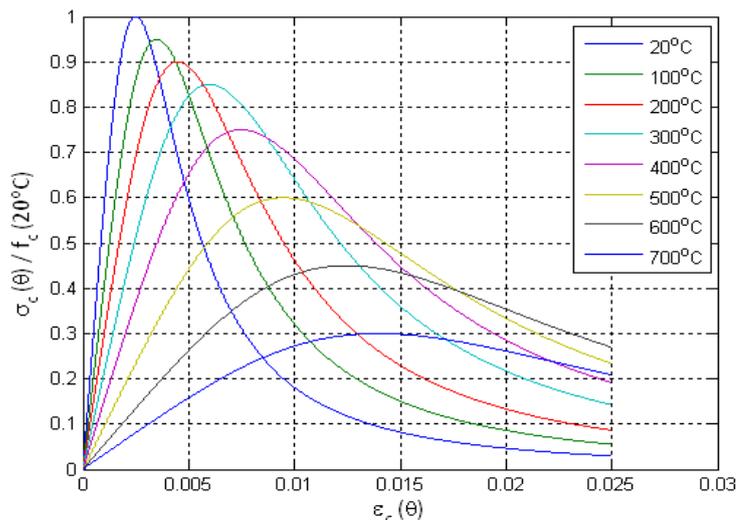


圖 2.12 Eurocode2 (1995) 高溫中砂質骨材混凝土應力應變曲線之關係

參、鋼材受高溫之影響

Harmathy T.Z. (1993) 所建議之鋼材在高溫下應力應變關係情形如圖 2.13 所示，由圖可知鋼材在常溫到 100 °C 之間強度會略為下降，100 ~ 320 °C 之間強度反而隨溫度上升而略增，320 °C 後隨著溫度上升鋼材強度才遞減。

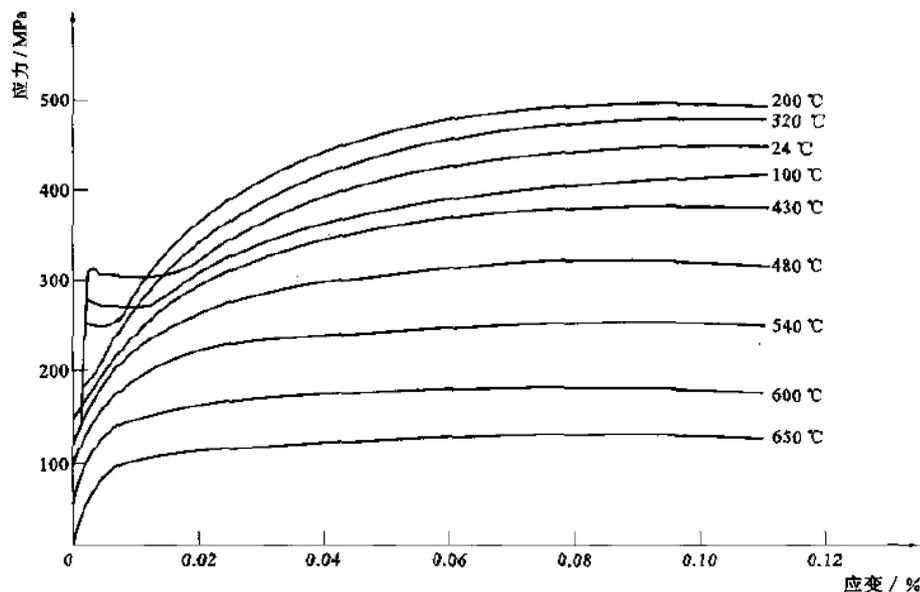


圖 2.13 普通結構鋼高溫下應力應變關係(Harmathy T.Z., 1993)

第四節 箱型鋼管混凝土柱

Chung 等人(2008)利用數值分析探討火害方形鋼管混凝土柱受軸向載重之行為。數值分析先以二維熱傳數值分析，計算試體斷面溫度，再以非線性應力分析計算試體軸向變形行為，並比較四種鋼與混凝土模型造成之影響。研究結果顯示，採用 Eurocode 規範建議高溫材料性質之分析較能合理模擬實驗結果。

Espinos 等人(2010)以有限元素分析軟體-ABAQUS 建立 3-D 模型，模擬火害圓形鋼管混凝土柱之行為。分析結果與實驗比對，再進行參數研究，最後根據 Eurocode 4 簡易計算模式，計算試體有效耐火性能。由承重試體於火害下之軸向變形-時間關係與載重比-時間關係得知，試體於加溫歷時期間可分成四個階段：(1) 鋼管受火表面溫度迅速增加，而內灌混凝土之溫度較鋼材低，因此加載端板與混凝土間產生間隙，且鋼材與混凝土接觸介面產生滑移現象，使軸向載重逐漸轉移至鋼管；(2) 鋼材到達臨界溫度 550°C ，柱試體由原本膨脹位移轉變為壓縮位移，使加載端板與混凝土再度接觸；(3) 鋼材因高溫喪失強度，而軸向載重逐漸轉由混凝土承受；(4) 雖混凝土具低熱傳導性，但隨著加溫歷時時間增加，使高溫逐漸傳遞至核心混凝土，最後混凝土部分也失去支撐能力，使試體破壞。

Han 等人(2002)探討有、無防火被覆矩形薄壁鋼管混凝土柱火害後殘留強度，試體在無荷重下依 ISO 834 分別加熱 90 分鐘(無防火被覆)及 180 分鐘(有防火被覆)，火害後加載分為軸向或偏心荷重，分別探討其殘留強度，研究結果顯示柱的加熱時間、斷面尺寸及柱的細長比對殘留強度有很大的影響。

Han 等人(2003)以實驗研究有無防火被覆之方形和矩形鋼管混凝土柱受軸向或偏心載重下之火害行為，並建立試體火害後殘餘強度計算公式。由研究結果得知，影響柱構件耐火性能與判定之參數包括：鋼材極限溫度、斷面尺寸、加載型式和防火被覆厚度；當試體之鋼材溫度達 $500^{\circ}\text{C}\sim 786^{\circ}\text{C}$ ，其已無載重支撐能力；試體斷面尺寸越大，則構件抵抗火害能力較好；試體受偏心載重之耐火性能較受純軸向載重來得低；較厚的防火被覆，能增加耐火性能。

曹寶珠(2003)對方形及八邊形薄壁鋼管混凝土柱進行軸壓和偏壓承载力探討，試驗結果顯示方形薄壁鋼管混凝土柱在軸壓和偏壓荷重作用下，均發生整體

失穩破壞；試件在達到極限承载力前，有較明顯的局部挫屈現象發生，並向首先發生局部挫屈一側彎曲；長柱構件的極限承载力隨偏心率的增加而下降。

Schaumann, P. 等人 (2006) 應用數值模擬進行了高溫下鋼管高強度混凝土柱耐火性能分析，分析參數包括細長比、荷載偏心率、混凝土抗壓強度和斷面形狀等。分析結果顯示對於越細長的柱構件，偏心載重的影響就越明顯。

Kodur (2007) 為回顧和彙整相關文獻，提出混凝土灌入圓形和方形鋼柱之防火設計建議，並比較空心型鋼柱於空心處設置三種不同型式混凝土之耐火性能，如灌入純混凝土(Plain concrete, PC)、設置鋼筋混凝土(Bar-reinforced concrete, RC)和灌入含鋼纖維混凝土(Steel fiber-reinforced concrete, FC)。由實驗和分析結果得知，灌入純混凝土和含鋼纖維混凝土，試體破壞原因為混凝土開裂，而設置鋼筋混凝土試體破壞原因為鋼筋降伏；影響合成柱試體耐火性能由高至低依序為設置鋼筋混凝土、灌入含鋼纖維混凝土和灌入純混凝土。對於試體斷面形狀之影響，相同斷面積之柱構件，圓形斷面較方形更具耐火性能。

Lie 與 Chabot (1992) 藉由 44 支圓及方形鋼管內填充純混凝土柱試體進行耐火試驗，探討斷面大小、鋼管厚度、柱試體有效長度、混凝土強度、混凝土之骨材種類及載重對耐火性能之影響。實驗結果發現，試體於試驗初期階段，鋼管產生熱膨脹變形，其載重主要由鋼管承受；隨後鋼管溫度劇增使強度驟減，軸向載重轉由核心混凝土支撐；試體破壞為鋼管挫屈或混凝土受壓破壞造成。

楊國珍等人(2011)研究箱型鋼柱之柱板銲接型式影響試體於火害高溫下之行為。試體之箱型鋼柱板分別以全滲透與部分滲透銲接組合，藉由軸壓及不同溫度探討銲接型式對試體行為及破壞模式之影響。由常溫試驗結果發現，柱板採全滲透銲接相較採部分滲透銲之試體極限強度高；在高溫試驗部分，採全滲透銲接試體之耐火性能較佳；然而，柱板採部分滲透銲接試體表現較差之原因為柱板因軸壓發生局部挫屈進而發生銲道開裂。

何明錦等人(2012)以兩支有配置剪力釘之內灌混凝土箱型鋼柱試體，探討全滲透及半滲透銲對耐火性能的影響。由實驗結果得知，試體承受 0.28 倍設計強度之軸向載用下，鋼板銲接型式僅些微影響試體耐火性能，但並不顯著。

陳誠直等人(2010)以實驗方法和有限元素分析模擬，研究有無防火被覆之承

重銲接組合箱型鋼內灌自充填混凝土柱於火害下之行為；探討有無防火被覆之影響、比較試體斷面溫度分佈、試體強度與勁度之變化、變形行為(變形與變形速率)與破壞模式等，並建立合理之分析模型。由研究結果顯示，具防火被覆試體皆能達到預期之防火時效，而火害後之試體軸向勁度稍為增大且呈線彈性行為；未具防火被覆試體於火害期間持續有混凝土爆裂的聲音，惟因箱型鋼板提供圍束導致試體未立即破壞，直到鋼板局部的鼓起與內部混凝土的碎裂。

陳誠直等人(2012)以耐火試驗和有限元素分析模擬，探討內灌混凝土箱型鋼柱於有無配置剪力釘及施加不同軸向載重之高溫下行為。研究成果顯示，施加不同軸向載重明顯影響軸向變形行為及耐火性能；剪力釘可略微增加試體耐火性能。破壞模式為試體被壓縮、鋼板發生多處局部面外凸起、及內部混凝土碎裂。

陳誠直等人(2013、2014)探討考量各種影響填充混凝土箱型鋼柱耐火能力之參數及其火害行為，研究依試驗參數斷面大小、施加载重及有無配置縱向鋼筋進行火害試驗。試驗結果以及國內其他研究火害內灌混凝土箱型鋼柱之成果，彙整如表 2-2 所示。研究成果顯示，試體斷面尺寸與載重比等，會影響箱型鋼管混凝土柱耐火性能，其中以試體承受載重比大小之影響最為顯著，剪力釘影響甚微。進一步探討施加载重 (P) 與混凝土承載能力 (P_c) 及標稱軸壓強度 (P_n) 的比值，發現試體耐火性能隨著比值增大而耐火性能合格時間降低，而耐火性能合格時間與 P/P_c 之關係相較與 P/P_n 之關係較為顯著與合理。其他相關研究成果也顯示，當鋼管柱因高溫而喪失承載能力，箱型鋼管混凝土柱之耐火性能實為混凝土部分延續，且耐火時間評估公式大部分為考慮 P 與 P_c 的影響； P/P_c 包括之耐火性能影響參數為斷面尺寸、混凝土強度與施加载重。

對於受軸向載重無防火被覆箱型鋼管混凝土柱，其耐火時間評估如式(2-31)與圖 2-15 所示。

$$t = 1.7\xi^{-3} + 25e^{(-0.11\xi)} \quad (2-31)$$

其中， ξ 為 P/P_c ， P 為施加载重， P_c 為 $0.85f'_c A_c$ ； e^x 為指數函數； t 為耐火時間(min)

試體參數如下：

1. 箱型鋼骨採建築結構用鋼材；內填充混凝土採自充填混凝土；

箱型鋼管混凝土柱偏心載重防火性能研究

2. 斷面大小 400 mm~600 mm ；
3. 混凝土強度 450~700 kgf/cm² ；
4. 填充式箱型鋼柱之受熱段長度 2800~3100 mm ；
5. P/P_c 介於 0.28~1.9 之間。

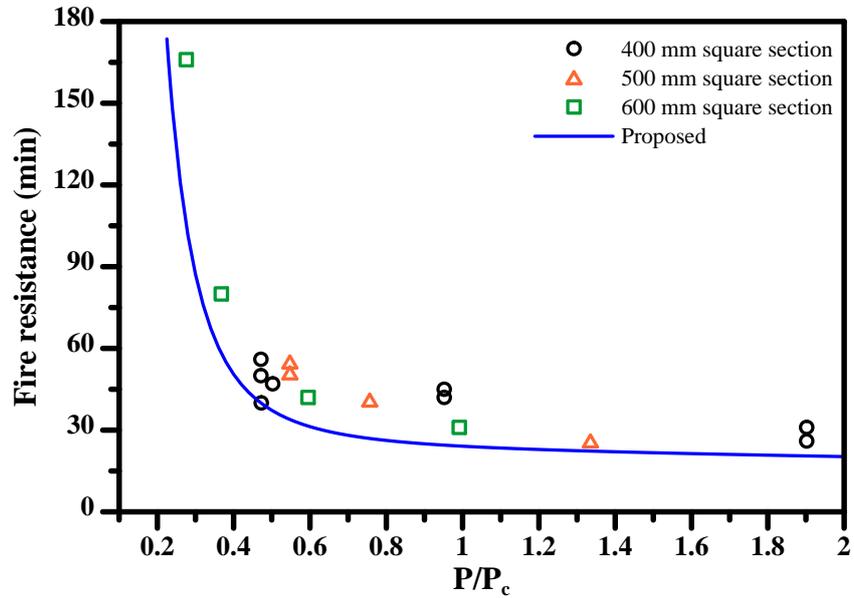


圖 2.14 實驗結果與耐火時間評估公式計算結果(陳誠直，2014)

表 2-2 箱型鋼管混凝土柱研究成果

文獻	斷面尺寸 B×t (mm)	f'_c (kgf/cm ²)	載重比	縱向 主筋	剪力釘	耐火性能 合格時間 (min)
陳誠直等 (2013) (2014)	400×19	564	0.2	8-#8	—	161
	400×19	564	0.5	8-#8	—	33
	500×19	564	0.6	—	—	26
	500×19	603	0.3	8-#8	—	74
	600×19	564	0.3	—	—	42
	600×19	564	0.5	—	—	31
	600×19	603	0.3	8-#8	—	61
	600×19	603	0.4	16-#9	—	53
	600×19	626	0.15	—	—	166
	600×19	626	0.2	—	—	80
王天志 (2014)	400×12	503	0.28	—	—	56
	400×12	503	0.28	—	有	50
湯兆緯 (2014)	400×12	495	0.28	—	有	41
何明錦等 (2012)	500×22	524	0.23	—	有	55
	500×22	524	0.23	—	有	51
陳誠直等 (2010)	500×22	673	0.36	—	—	41
陳誠直等 (2012)	400×19	515	0.60	—	—	26
	400×19	515	0.30	—	—	42
	400×19	515	0.60	—	有	31
	400×19	515	0.30	—	有	45

箱型鋼管混凝土柱偏心載重防火性能研究

蔡綽芳等 (2013)	400×9	519	0.22	—	—	168
	400×9	519	0.37	—	—	50
	400×9	519	0.36	4-#6	—	111
	400×9	519	0.5	4-#6	—	41
備註：載重比為施加载重(P)除以柱標稱強度(P_n)						

(資料來源：本研究彙整)

第三章 箱型鋼管混凝土柱火害實驗

第一節 試驗規劃

建築物因結構不同部位的需求，在柱接頭區四周的構件型式、大小會有不同，或樓板所承受的活載種不同，造成結構構件的受力不一致，致使柱除承受垂直載重外，也承受了不同程度的彎矩。另外，柱構件接頭因四周不同構件之相對勁度差異，加上彎矩或偏心矩之影響，接頭區可能會有旋轉角的產生。為瞭解合成柱構件同時承受垂直載重及彎矩或偏心矩在火害中之行為，以及柱構件端點不同束制對耐火時效之影響，本研究試驗延續本所 103 年度自行研究計畫成果，規畫在低載重比、無防火被覆、無添加鋼筋下之箱型鋼管混凝土柱試體，各分為無偏心及有偏心兩種形式。加熱試驗時施加 0.28 設計載重，參照 CNS 12514-1 「建築物構造構件耐火試驗法-第 1 部：一般要求事項」及 CNS 12514-7 「建築物構造構件耐火試驗法-第 7 部：柱特定要求」之相關規定進行填充型箱型鋼柱承重加熱試驗直至破壞，測析其斷面溫度分布、軸向變形、端點轉角、柱側向變位及挫屈行為等之差異。

第二節 試體規劃設計與製作

壹、試體規劃設計

實驗試體規劃主要參考本所 103 年研究成果、文獻與相關設計規範建議等，以了解柱端點為固定端或鉸接端及有（有彎矩）、無偏心距對填充型箱型鋼柱耐火行為之影響。由本所 103 年度研究成果(王天志 2014)顯示，端點為固定端有束制、無噴塗防火被覆之承重箱型鋼管混凝土柱，在低載重比下防火時效為 53 分鐘，為進行比較，本研究規劃柱端點為鉸接端，在有、無偏心距（有彎矩）下之填充型箱型鋼柱 2 支試體，如表 3-1 所示。

試體設計主要參考我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」。試體鋼骨部分採用 SN 490B 規格鋼材。箱型鋼柱乃由 4 片厚 12 mm×長 4200 mm 之鋼板以全滲透開槽銲接組合；開槽型式為單斜槽，開槽角度為 35 度，根部間隙為 7 mm，並於接合間隙處裝設背墊板，如圖 3-1 所示。

試體箱型鋼柱內均為自充填高流動性純混凝土（SCC）。柱試體尺寸及有偏

心距之配置如圖 3-2 所示。另外，為考量試體灌漿時內部空氣排除及高溫下混凝土水汽遷移等因素，於柱板各面縱向預設數個直徑 20 mm 透氣孔。另外，於柱試體再設計兩處熱電偶線孔，方便柱試體內部測點之熱電偶線能順利接上爐外的溫度資料擷取器上。在上端板預留一直徑 150 mm 之灌漿口，為避免灌漿時損害熱偶線，故將其設為偏心。

表 3-1 試體規劃

試體編號	偏心距(mm)	斷面尺寸 B×H×t (mm)	施加載重比
EC0	0	400×400×12	0.28
EC50	50		
備註：1. 箱型鋼管混凝土柱常溫承载力由 SRC 設計規範計算。 2. 試體上下端點為鉸接。			

(資料來源：本研究整理)

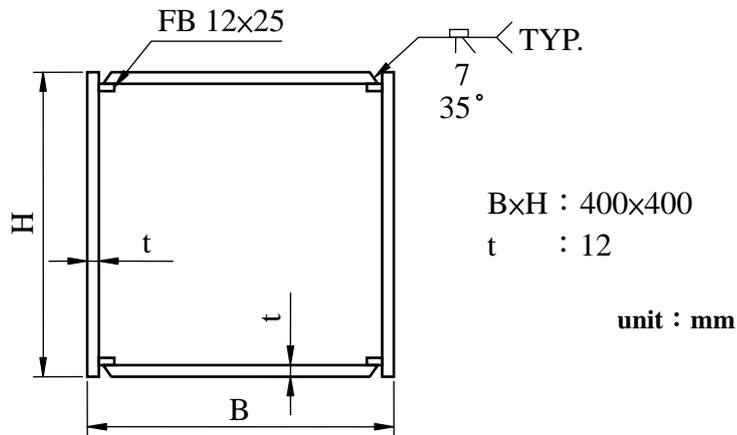


圖 3-1 箱型鋼柱斷面設計圖

(資料來源：本研究整理)

單位：mm

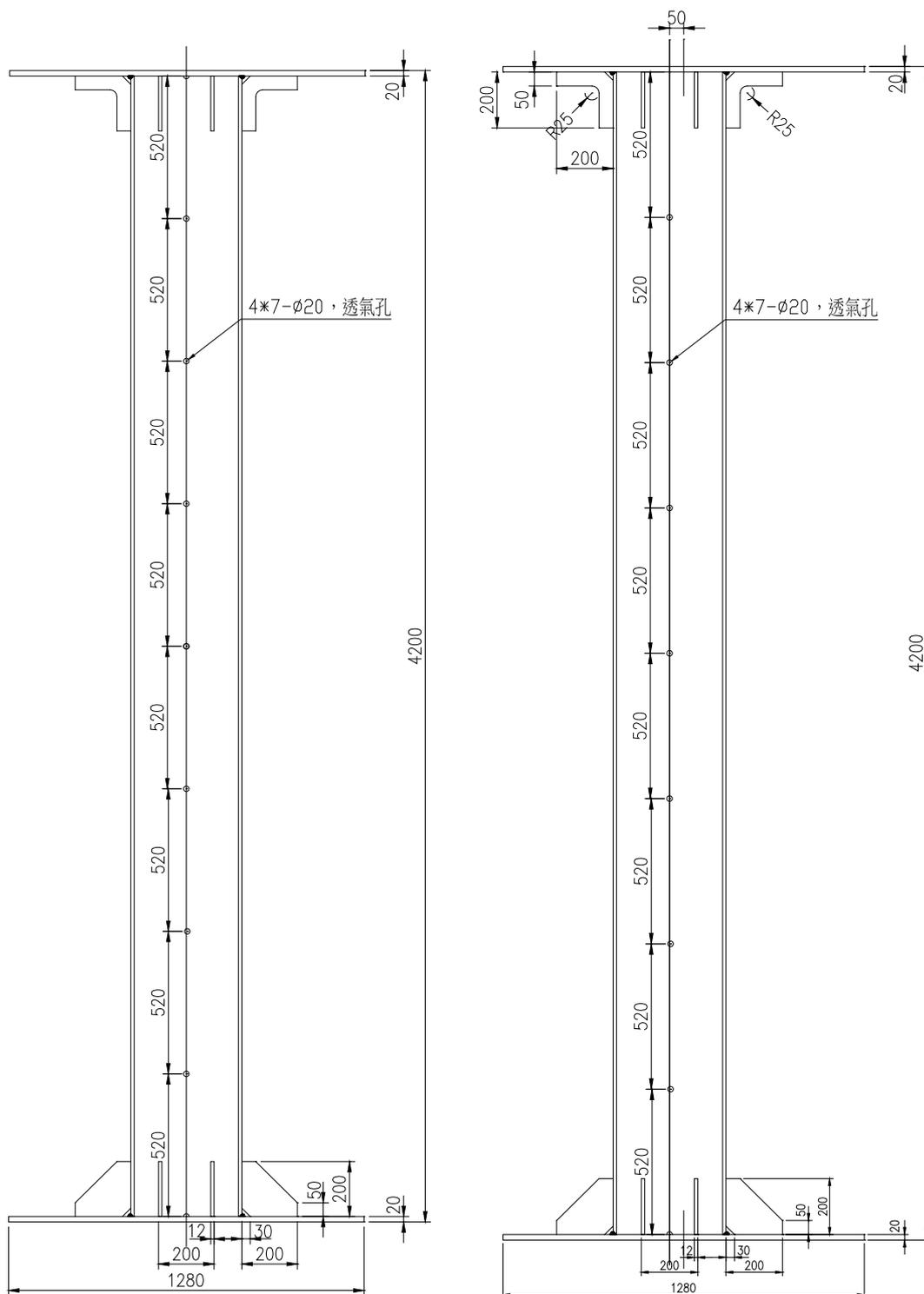


圖 3-2 箱型鋼柱、柱板透氣孔及偏心配置示意圖

(資料來源：本研究整理)

貳、試體製作

試體製作程序如下：

1. 設計圖繪製。
2. 依設計圖放樣、落樣、裁切、鑽孔及開槽。
3. 柱板以銲接及假固定接合成 U 字形。
4. 安裝內部熱電偶至預定量測位置。
5. 柱體組裝銲接施工。
6. 安裝試體柱面之熱電偶測點
7. 銲接柱兩端端板。
8. 混凝土灌漿作業及製作標準圓柱抗壓試體。
9. 灌漿口混凝土收縮塗抹無收縮水泥補平。
10. 進行混凝土養護。

箱型柱是由鋼板單元組合而成，另一方面於鋼板片上放樣標示出上下端鋼板、加勁板之尺寸。於組裝過程中須輔以固定用點銲俟構件整體完成鋼板片用料定位後得再施予正式金屬接合之銲接作業。

試體由鋼鐵廠依設計圖樣進行製作組裝，3 面柱板假固定接合成 U 字形，如圖 3-3 所示，此時依試體有無偏心距，將試體端版進行有無偏心距之焊接，以使未來進行加載試驗時可產生偏心彎矩。隨後則分別進行安裝混凝土及鋼板各部位之熱電偶測點，如圖 3-4 所示；將預先安裝完成之熱電偶線分別經由試體柱板頂端預留孔延伸出試體外，進行測點編號及確定各測點訊號正常，再進行試體第 4 面柱板之銲接作業。試體柱板全滲透銲接處皆利用超音波檢測確保銲道無缺陷，試體銲接完成後外觀如圖 3-5 所示。鋼柱完成後從鋼構廠運送至本實驗中心，再進行混凝土灌漿作業

本研究試體箱型鋼柱板之材料採 SN 490B 等級。內灌混凝土採高流動性自充填混凝土，設計坍流度為 25 cm，粗粒料標稱最大粒徑為 19 mm，水膠比為 0.33，28 天之標準圓柱試體設計抗壓強度為 420 kgf/cm^2 ，混凝土配比於表 3-2 所示。



圖 3-3 試體組裝假固定成U字形

(資料來源：本研究拍攝)



圖 3-4 安裝熱電偶

(資料來源：本研究拍攝)



圖 3-5 鋼柱試體外觀

(資料來源：本研究拍攝)

表 3-2 試體內灌混凝土之配比

組成材料使用量(kg/m ³)						
水泥	爐石	飛灰	水	粗粒料	細粒料	摻劑
260	80	160	150	780	925	7
註： 1.水膠比 W/B=0.314						
2. 試體 28 天設計抗壓強度為 420 kg/cm ²						

(資料來源：本研究整理)

箱型鋼柱完成後，採直立式灌漿，混凝土利用上方端板開口由上方倒入，係利用 5" PVC 塑膠管從頂板之灌漿孔把漿體澆置柱底部，並隨著漿體之上升將 PVC 塑膠管往上提升。在澆置適當高度後，將 PVC 塑膠管裁短，以方便人員施作。在灌漿時，將控制其澆灌速度，以防熱電偶線脫落。鋼柱試體完成混凝土澆灌作業後，於隔天將灌漿口因混凝土收縮，以無收縮水泥補平，以使加載試驗時荷重能均勻傳遞到鋼板及混凝土，之後則進行混凝土的養護，鋼柱及圓柱抗壓試體均採現地室內空間下養護，圓柱抗壓試體並予以包上保鮮膜，以模擬鋼柱內混凝土被鋼柱包圍水分不易散失的行為。此外，製作混凝土圓柱試體，並於規劃齡期（28 天及火害試驗前）進行抗壓強度試驗，以作為混凝土強度發展追蹤及箱型鋼柱試體加載軸壓載重的計算依據。

參、熱電偶測點分佈

建築結構構件於火災時之構件內部溫度會影響其材料強度及結構行為，而為瞭解及探討試體溫度上升速度、分佈及行為影響，本研究使用符合CNS 5534規範的熱電偶（使用0.75級性能以上及直徑0.65 mm之K型熱電偶線）量測溫度，測定試體混凝土及鋼材內外斷面溫度，分別位於試體高度中間處及中間處上下各1 m距離處之3個斷面高度設置熱電偶測點。

由於 SRC 柱係內填充混凝土，試體由鋼骨及混凝土組合而成，因此溫度測點分佈主要依鋼材及距試體之深度區分。另考量試體雖為 4 面受熱，但 EC50 試體為偏心加載單軸對稱，因此混凝土溫度量測取 1/2 斷面來配置熱電偶線，試體中間及下部斷面溫度佈設相同，總計佈設 7 點；上部斷面溫度則採對角線佈設，總計佈設 5 點。試體中間及下部斷面之外部鋼骨測點皆於柱板中間寬度及角隅處共設置 5 個測點，另於內部安裝 3 點熱電偶量測鋼板中間寬度處內側溫度，鋼板總計 8 個測點；試體上部斷面外側鋼版佈設 3 點，內側鋼板主要於角隅處佈設溫度測點共 3 點。試體中間及下部斷面總計 15 個測點，上部斷面總計 11 個測點，整支試體則共有 41 處熱電偶測點。詳細試體溫度測點分佈，如圖 3-6 所示。鋼材內部溫度測點採焊接方式固定，外側溫度測點因試體未施作被覆，為避免溫度測點處及測溫線裸露於試體外受高溫損壞，外側測溫線亦埋設於試體內部，再於測點處鑽孔伸出外側，量測點位固定方式捨焊接改採於鋼板面斜鑽孔後將測點塞入並敲擊壓接使測點固定，如圖 3-7 所示。柱試體安裝於於加載設備前，先將熱電偶線連結到資料擷取器，以測試訊號是否正常，若屬正常，則開始吊裝到加熱爐內，並以防火棉將空隙填實，藉以防止實驗過程中高溫氣體自爐內散出而造成人員危險。

單位：mm

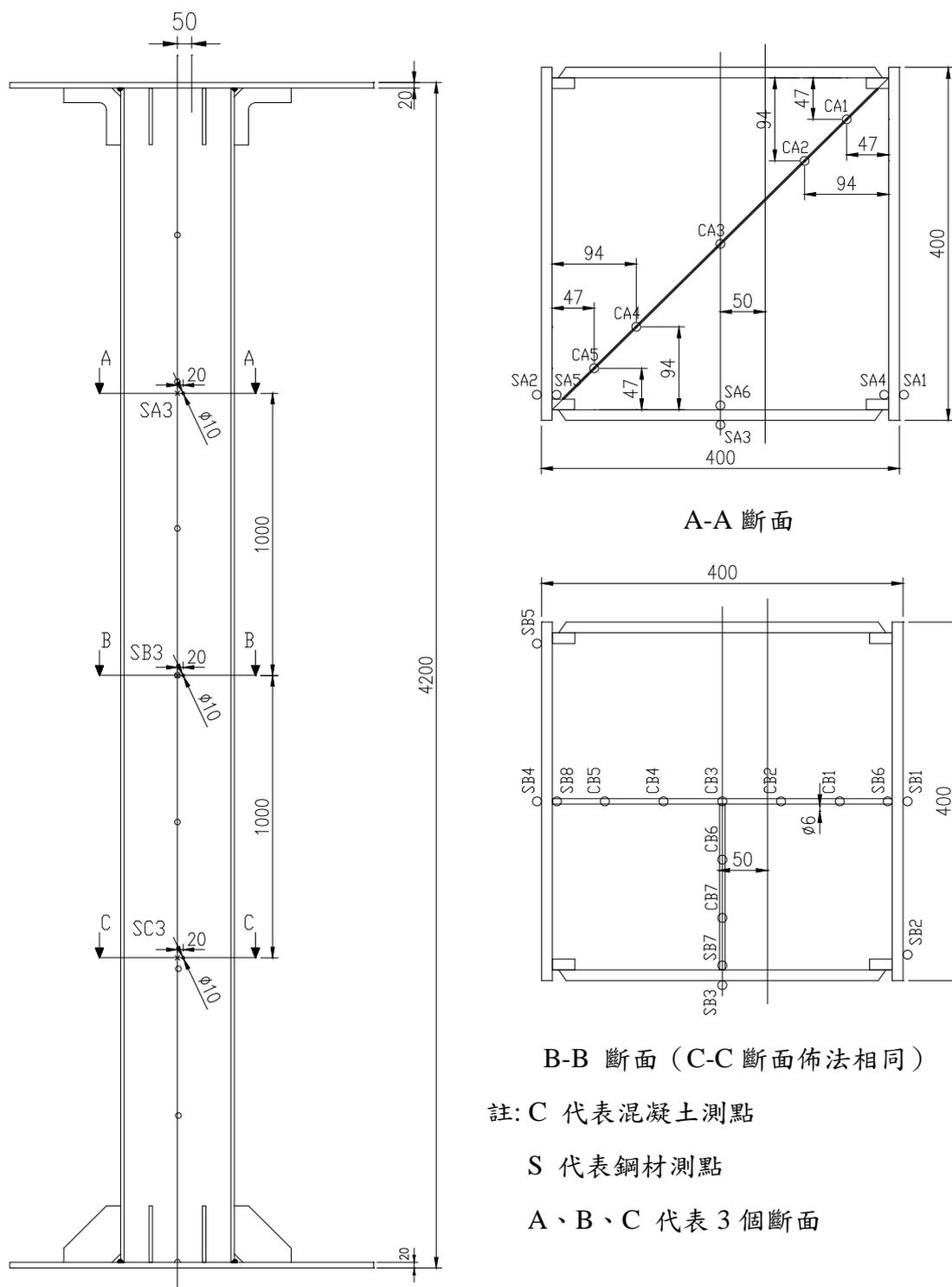


圖 3-6 填充型箱型鋼柱試體之溫度測點分佈

(資料來源：本研究整理)



圖 3-7 外側鋼材熱電偶之安裝

(資料來源：本研究拍攝)

第三節 實驗設備與試體安裝

試體利用本所防火實驗中心之大型柱耐火試驗爐進行加熱試驗，如圖 3-8 所示；柱耐火爐之加載設備具 2000 噸加載能力，行程為 500 mm，加載介面以萬向球座設計，轉角可達 15° 以上，亦可選擇無旋轉之固定座方式連接；加溫設備以數位控制方式，模擬 CNS 12514-1 標準升溫曲線之升溫速率及溫度，並藉由加溫爐東、西兩側之噴火孔以雙向對流形式使爐內溫度均勻分佈，同時利用噴火孔之空氣進氣及排氣風門來進行爐壓控制。



圖 3-8 柱耐火爐設備圖

(資料來源：本研究拍攝)

試體混凝土經養護後，將試體吊裝至耐火爐內；試體兩端利用螺栓與萬向球座鎖固，並移除萬象球座的固定器，形成鉸接端，再以防火棉包覆試體接頭區；最後熱電偶線與資料擷取器連接、蓋上加溫爐頂端爐蓋板，本次試驗試體端點為鉸接，試驗過程試體有可能有較大側向位移，造成試體端點旋轉，有可能造成蓋板開孔處隔熱出現縫隙，須加強注意此處之隔熱措施。有關柱試體的變形量測，將參照 CNS 12514-1 之規定：「對於垂直承重試體，應量測軸向變形量或中心點水平方向變形量」，在柱試體上下端板四個角各架設 1 支位移計（上端板 4 支分別為 DU1~DU4，下端板 4 支分別為 DB1~DB4），如圖 3-9 所示，用以量測柱試體在定載升溫下之軸向壓縮量與時間的對應關係。

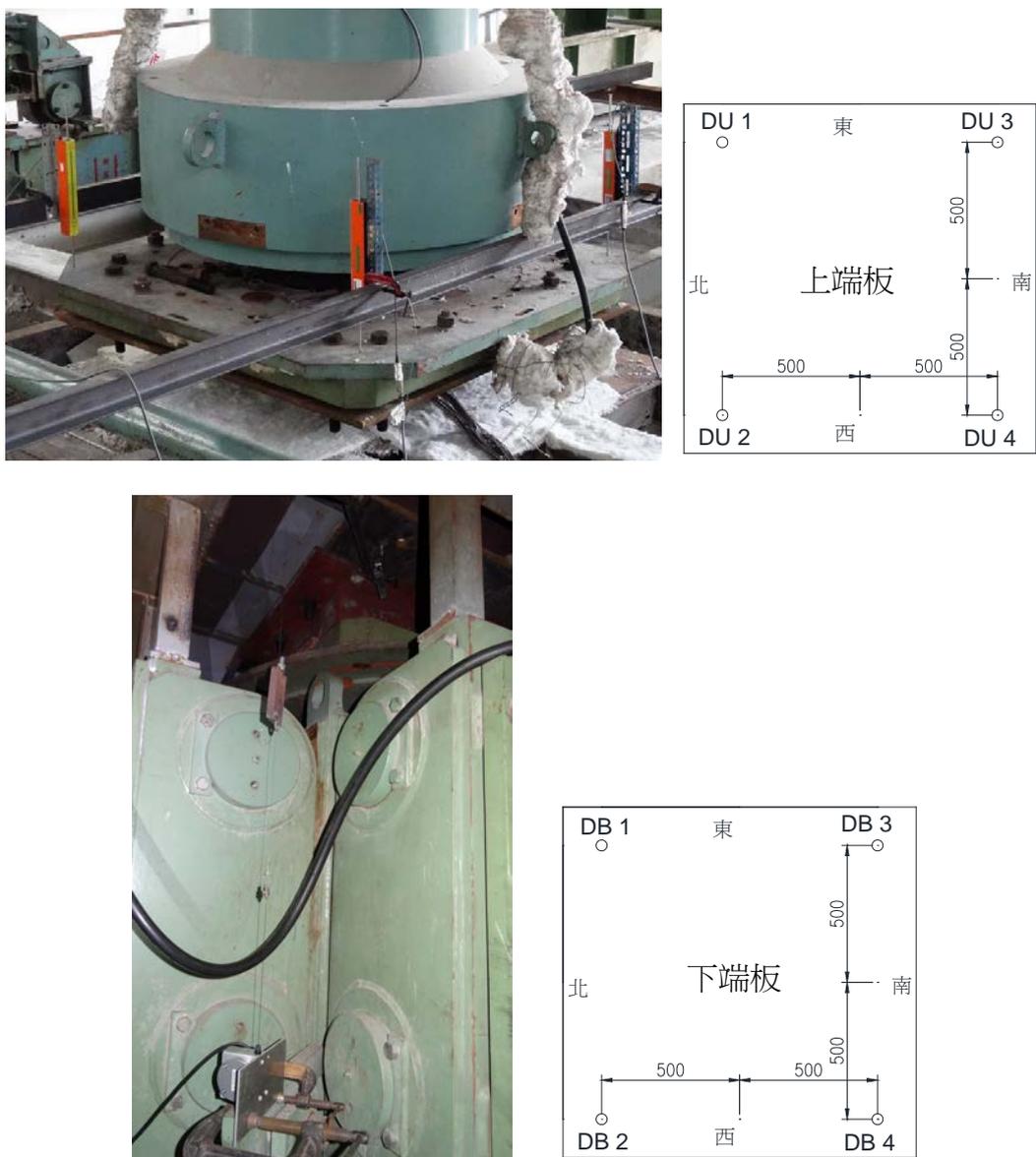


圖 3-9 位移計架設圖

(資料來源：本研究拍攝及整理)

本次試驗端點非固定為鉸接，因此試體側向位移量測為一重要數據，多數文獻量測方式係以低熱膨脹非金屬管作為媒介來量測，但所量測數據仍須扣除熱膨脹之影響，本試驗擬採變形位移雙向同時量測，並取平均以消除熱膨脹之影響，其量測原理如下所述及圖 3-10 所示。

試體中段側向位移兩側連接等長的耐熱金屬線，延伸到爐外連接拉線式位移計，假設溫度造成金屬線的熱膨脹為 Δt ，大小相等方向相反，欲量測之試體側向位移 Δ_1 ，大小相等方向也相同，則（假設向左為正）：

$$\text{試體左側總位移為 } \Delta_L = \Delta_1 + \Delta_t$$

試體右側總位移為 $\Delta_R = \Delta_1 - \Delta_t$

所以欲量測之試體側向位移 $\Delta_1 = (\Delta_L + \Delta_R)/2$

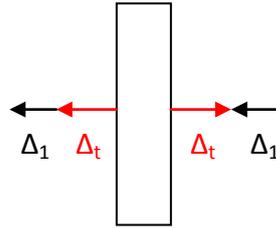


圖 3-10 試體側向位移量測原理示意圖

(資料來源：本研究整理)

第四節 實驗步驟

為瞭解柱試體的加載及加熱過程軸向及側向變形行為，本研究將對柱試體進行定載升溫時，透過相關設計與控制，藉以研究箱型鋼管混凝土柱在端點為鉸接端下，加載時有無偏心載重對耐火時效之影響。在規劃的實驗條件下，主要觀測柱試體溫度變化與分布、柱端旋轉角、軸向及側向變形與時間的關係以及其耐火時效。詳細實驗步驟如下：

壹、加載荷重計算

加熱試驗過程中，試體需維持固定的載重。試體按規劃之載重比施加载重，其加載之工作載重係依據「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」計算，詳如附錄一。在進行載重值計算前，須先測得當下混凝土抗壓強度，因此於試驗前 1 天進行混凝土圓柱試體的抗壓強度試驗，再依此數據進行計算。

貳、加熱試驗

根據 CNS 12514-1 規定，加熱試驗步驟如下所示：

1. 試驗開始前

加熱試驗前，依先前計算之試驗載重必須在試驗開始前 15 分鐘加載至試體。在加載力量維持不變，試體軸向變形穩定不再變化時，記錄軸向變形量視為初使值。於試驗開始前 5 分鐘內，記錄熱電偶之初始值，並檢查一致性；此外，

爐內溫度需小於 50 °C 及室內氣溫須在 25±15 °C 範圍之內。

2. 試驗過程

試驗開始之際，試體內部初始平均溫度和非加熱面溫度須與初始室內溫度相差 5 °C 範圍內，並依標準加熱溫度-時間曲線進行加熱試驗，其加熱函數為

$$T=345\log_{10}(8t+1)+20$$

式中 T = 平均爐內溫度 (°C)

t = 實驗經過時間 (分)

依函數式可得標準加溫曲線-時間曲線 (以下簡稱標準曲線)，如圖 3-11 所示。實驗溫度時間曲線許可差 (de) 如下列數值所規定。但對於含有大量可燃物質、材料之試體，若確認可燃成分突然著火燃燒以致平均爐內溫度增加異常情形不超過 10 分鐘，得不受此限。

- (1) $5 < t < 10$ $de \leq 15 \%$
- (2) $10 < t \leq 30$ $de = 15 - 0.5(t - 10) \%$
- (3) $30 < t \leq 60$ $de = 5 - 0.083(t - 30) \%$
- (4) $60 < t$ $de = 2.5 \%$

$$\text{式中，} de = \frac{A - A_s}{A_s} \times 100$$

A = 實際實驗平均溫度-時間曲線以下面積 (°C, 分)

A_s = 標準加熱溫度-時間曲線以下面積 (°C, 分)

面積計算方法，在 (1) 之間隔不超過 1 分鐘，在 (2)、(3)、(4) 之間隔不超過 5 分鐘情形下將面積相加合計。

在實驗初期 10 分鐘以後之任何時間，任一爐內溫度熱電偶所測得溫度與標準曲線對應溫度不得大於 ±100 °C，對於含有顯著數量可燃材料之試體，當超出偏差可清楚地被鑑定為是由明顯數量的可燃材料突然引燃增加了平均爐內溫度，超出許可差時間不得持續超過 10 min。

加熱試驗過程中須維持固定載重，試體加載之載重依據「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」計算，並考量試驗之容量。

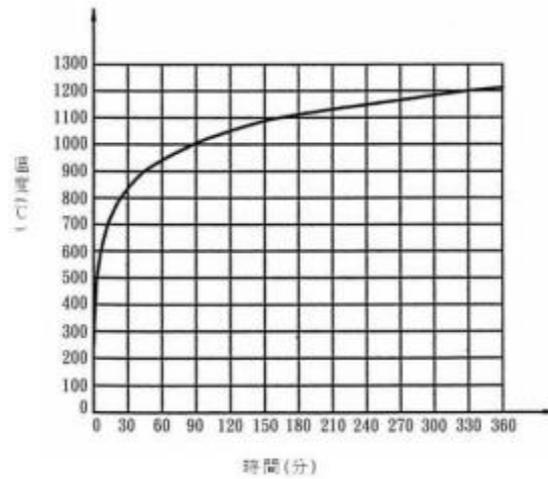


圖 3-11 CNS 12514-1 標準升溫曲線

(資料來源：CNS 12514-1)

3. 量測與觀察

試體在整個試驗中之溫度和變形須加以記錄；對於所有固定之熱電偶在試驗期間應每隔不超過 1 分鐘即量測一次；試體垂直或柱中心之水平變形量依量測設備狀況，每間隔一段時間進行量測，變形速率將以實驗之變形量推算而得。試驗結束後，須觀察試體之變形模式並詳實記錄之。

4. 加熱試驗終止

根據規定，試驗終止條件包括（視何者率先符合）：

- (1) 試體達到性能基準指標，無法持續承載所施加的荷重，其軸向變形行為大於下列數值：

最大軸向壓縮量(mm)： $C = L / 100 = 42 \text{ mm}$ ；

最大軸向壓縮速率(mm/min)： $dC/dt = 3L/1000 = 12.6 \text{ (mm/min)}$ ，

其中 L 為試體初始高度 4200 mm。

或試驗時間已達預定時間：

- (2) 因人員安全或設備可能遭受破壞之因素。

第四章 實驗結果與討論

本研究已完成相關材料性質、試驗法規及填充型合成柱構件偏心載重高溫下性質等文獻蒐集；另外 2 支箱型鋼管混凝土柱試體，在鋼管內澆灌之混凝土齡期超過 2 個月以上後進行試驗，混凝土抗壓強度於 28 天時為 465 kg/cm^2 ，進行加熱試驗時混凝土齡期 83 天抗壓強度為 498 kg/cm^2 ，混凝土強度發展符合預期目標。

第一節 箱型鋼管混凝土柱試體強度檢核

本研究試體為箱型鋼管混凝土柱構件，箱型鋼柱內填充純混凝土，其參考我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，以強度疊加法預估受軸壓力之試體受壓強度。斷面尺寸($H \times B \times t_w \times t_f$)依序為 $400 \times 400 \times 12 \times 12 \text{ mm}$ ，試體長度(L)為 4200 mm 。試體鋼材降伏強度 (F_{ys}) 為 3.592 tf/cm^2 ，彈性模數(E_s)為 2100 tf/cm^2 ；混凝土試驗前抗壓強度(f'_c)為 498 kgf/cm^2 ，試體端點條件為鉸接。試體強度計算範例如下述。

試體基本性質計算如下：

試體總斷面積 $A_g \text{ (cm}^2\text{)}$	1600	$E_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	334738
混凝土斷面積 $A_c \text{ (cm}^2\text{)}$	1413.76	$E_s \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	2100000
鋼骨斷面積 $A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	186.24	$f_{ys} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	3592
總斷面慣性矩 $I_g \text{ (cm}^4\text{)}$	213333.33		
鋼骨慣性矩 $\text{(cm}^4\text{)}$ $I_s = I_{sx} = I_{sy}$	46773.555	鋼骨斷面模數 $\text{(cm}^3\text{)}$ $Z_s = Z_{sx} = Z_{sy}$	2710.656
鋼骨迴轉半徑 (cm) $r_s = r_{sx} = r_{sy}$	15.848		

1. 一般要求

(a) 柱斷面最小尺寸(B)規定

$$B=40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

(b) 柱短邊-長邊尺寸比值(B/H)規定

$$B/H=40/40=1.0 > 0.4 \quad \text{OK}$$

(c) 鋼骨斷面積不得小於構材全斷面之 2%

$$\frac{A_s}{B \times H} = \frac{(40 \times 40) - (37.6 \times 37.6)}{40 \times 40} = 11.64 \% \geq 2\% \quad \text{OK}$$

(d) 斷面肢材寬厚比

$$\frac{b}{t} = 31.33 \leq \lambda_{pd} = \sqrt{\frac{3E_s}{F_{ys}}} = 39.4 \quad \text{OK}$$

2. 純軸壓時設計強度計算

鋼骨部分之標稱受壓強度 (P_{ns})

$$\text{箱型鋼斷面積 } A_s = 186.24 \text{ cm}^2; \text{ 慣性矩 } I_s = \frac{40^4}{12} - \frac{37.6^4}{12} = 46773 \text{ cm}^4$$

$$\text{箱型鋼之迴轉半徑 } r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{46773}{186.24}} = 15.8 \text{ cm}$$

填充型鋼管混凝土柱 $\alpha = 0.1$

$$\text{箱型鋼之有效迴轉半徑 } r_{eff} = r_s + \alpha \times \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = 15.8 + 0.1 \times \sqrt{\frac{40^4/12}{40^2}} = 17 \text{ cm};$$

鉸接端 $K=1$

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_{eff}} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E_s}} = \frac{1 \times 420}{\pi \times 17} \sqrt{\frac{3.59}{2100}} = 0.325 < 1.5 \quad \text{OK}$$

箱型鋼柱標稱受壓強度， $\because \lambda_c < 1.5$

$$P_{ns} = \left[\exp(-0.419\lambda_c^2) \right] F_{ys} A_s = 640 \text{ tf}$$

混凝土部分標稱受壓強度 (P_{nrc})

$$A_c = 1413.76 \text{ cm}^2; \text{ 混凝土受到箱型鋼良好圍束, } \phi_e = 0.85$$

取下兩式較小值：

$$P_{nrc} = \phi_e (0.85 f'_c A_c + A_r F_{yr}) = 509 \text{ tf} \quad \dots\dots\dots (\text{為較小值})$$

$$P_{nrc} = \phi_c \left[\frac{\pi^2 (EI)_{rc}}{(KL)^2} \right] = 0.85 \left[\frac{\pi^2 \left(\frac{E_c I_g}{5} \right)}{(KL)^2} \right] = 679 \text{ tf}$$

內灌混凝土箱型鋼柱設計受壓強度

$$\text{鋼骨部分之強度折減係數 } \phi_{cs} = 0.85; \text{ 混凝土部分強度折減係數 } \phi_{crc} = 0.75$$

$$\phi_c P_n = \phi_{cs} P_{ns} + \phi_{crc} P_{nrc} = 0.85 \times 640 + 0.75 \times 509 = 925 \text{ tf}$$

3. 軸力與彎矩分配

(1) 計算鋼骨部分與 RC 部分之軸向剛度 EA 與撓曲剛度 EI:

$$E_s A_s = 391104 \text{ (tf)}$$

$$E_c A_c = 473240 \text{ (tf)}$$

$$(E_s I_s)_x = (E_s I_s)_y = 9822.45 \text{ (tf-m}^2\text{)}$$

$$(E_c I_g)_x = (E_c I_g)_y = 7141.09 \text{ (tf-m}^2\text{)}$$

(2) 依 SRC 規範第 7.3.1 節分配軸力與彎矩

參考本所 103 年自辦案” 含剪力釘箱型鋼管混凝土柱火害後行為研究” 試

驗載重比 0.28， $P_{\text{test}} = P_u = 0.28 * 925 = 259 \text{ tf}$

若 偏心 $e = 0.05 \text{ m}$ ，則 $M_u = 12.95 \text{ tf-m} = M_{ux}$

(荷載偏心率 $e/H = 0.125$ ， H 為斷面寬)

根據以上試驗載重，計算鋼骨所分配到的軸力及彎矩數值：

$$P_{us} = P_u \times \left(\frac{E_s A_s}{E_s A_s + 0.55 E_c A_c} \right) = 155.5 \text{ tf}$$

$$M_{us} = M_u \times \left[\frac{(E_s I_s)}{(E_s I_s) + 0.35 (E_c I_g)} \right] = 10.3 \text{ tf-m}$$

3. 依 SRC 規範第 7.3.2 節之步驟 (一) 檢核鋼骨部分之強度

(1) 計算 P_{ns}

先依 SRC 規範第 6.4.2 節，填充型鋼管混凝土柱 $\alpha = 0.1$ ，鉸接端 K 值為 1

$$r_{\text{eff}} = r_s + \alpha \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = 17 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_{\text{eff}}} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E_s}} = 0.325 \leq 1.5$$

OK

$$\text{所以 } P_{ns} = \left[\exp(-0.419 \lambda_c^2) \right] F_{ys} A_s = 640 \text{ tf}$$

(2) 檢核鋼骨部分強度

首先比較 P_{us} 大於或小於 $0.2 \phi_{cs} P_{ns}$?

$$\text{因 } 0.2 \phi_{cs} P_{ns} = 0.2 * 0.85 * 640 = 108.8 \text{ tf}$$

$$\text{故 } P_{us} = 155.5 \text{ tf} > 0.2 \phi_{cs} P_{ns}$$

採用 SRC 規範 7.3.2 節公式 7.3-8 來檢核鋼骨強度：

$$\frac{P_{us}}{\phi_{cs} P_{ns}} + \frac{8}{9} \left[\frac{(M_{uxs})}{\phi_{bs} M_{ns}} + \frac{(M_{uys})}{\phi_{bs} M_{ns}} \right] \leq 1.0$$

其中 $M_{ns} = Z_s * F_{ys} = 2710.656 * 3592 * 10^{-5} = 97.37 \text{ tf-m}$

$$\text{所以 } \frac{155.5}{0.85 * 640} + \frac{8}{9} \left[\frac{10.3}{0.9 * 97.37} + 0 \right] = 0.391 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

4. 檢核柱鋼管內部混凝土之強度

CFT柱 參考AIJ-SRC 之建議， P_{0rc} 為混凝土僅受軸壓力作用時之標稱受壓強度，取下兩式較小值：

$$P_{0rc} = 0.85(0.85 f'_c A_c) = 509 \text{ tf} \quad \dots\dots\dots (\text{為較小值})$$

$$P_{0rc} = 0.85 \left[\frac{\pi^2 (EI)_{rc}}{(KL)^2} \right] = 0.85 \left[\frac{\pi^2 \left(\frac{E_c I_g}{5} \right)}{(KL)^2} \right] = 0.85 \left[\frac{\pi^2 \left(\frac{334739 * 1600}{5} \right)}{(1 * 4.2)^2} \right] = 679 \text{ tf}$$

平衡破壞狀態下標稱受壓強度

$$(P_{nb})_{rc} = 0.5 P_{0rc} = 0.5 * 509 = 254.5 \text{ tf}$$

平衡破壞狀態下標稱彎矩強度

$$(M_{nb})_{rc} = 1/8 (P_{0rc} * H_c) = \frac{1}{8} \left[509 * \frac{(40 - 2 * 1.2)}{100} \right] = 23.91 \text{ tf-m}$$

其中 H_c ：混凝土斷面寬度(平行於撓曲平面)

CFT柱 內部混凝土 P-M 曲線，參考 AIJ-SRC，簡化為兩直線方程式

$$(\text{公式 7.3-5}) P_{urc} = P_u \times \left(\frac{0.55 E_c A_c}{E_s A_s + 0.55 E_c A_c} \right) = 285 \times \left(\frac{0.55 * 473240}{391104 + 0.55 * 473240} \right) = 103.5 \text{ tf}$$

$$\phi_{crc} (P_{nb})_{rc} = 0.75 * 254.5 = 190.9 \text{ tf}$$

所以 $P_{urc} = 103.5 < \phi_{crc} (P_{nb})_{rc} = 190.9$ ，採下列公式檢核

$$\frac{\phi_{crc}(P_{nb})_{rc} - P_{urc}}{\phi_{crc}(P_{nb})_{rc}} + \frac{M_{urc} - \phi_{brc}(M_0)_{rc}}{\phi_{brc}(M_{nb})_{rc} - \phi_{brc}(M_0)_{rc}} \leq 1.0$$

其中, $M_{urc} = M_u * (\frac{0.35E_c I_g}{E_s I_s + 0.35E_c I_g}) = 2.63 \text{ tf-m}$

又因 $P_{urc} = 103.5 > 0.1Agfc' = 79.68 \text{ tf}$

所以 $\phi_{brc} = \phi_{crc} = 0.75$

$$\frac{190.7 - 103.5}{190.7} + \frac{2.63 - 0}{0.75 * 23.91 - 0} = 0.6 < 1.0 \text{ OK}$$

第二節 定載加熱試驗

依據試驗前混凝土抗壓強度 498 kg/cm^2 ，進行試驗加載計算得鋼柱設計受壓強度為 925 噸，取 0.28 倍鋼柱設計受壓強度得試驗載重為 259 噸，此載重於加熱試驗過程前 15 分鐘完成加載，並在加熱試驗過程中保持荷重不變。加載歷程如圖 4-1 所示，前段先加載至 100 噸後解壓至 50 噸，係為了消除試驗安裝與設備間之間隙。

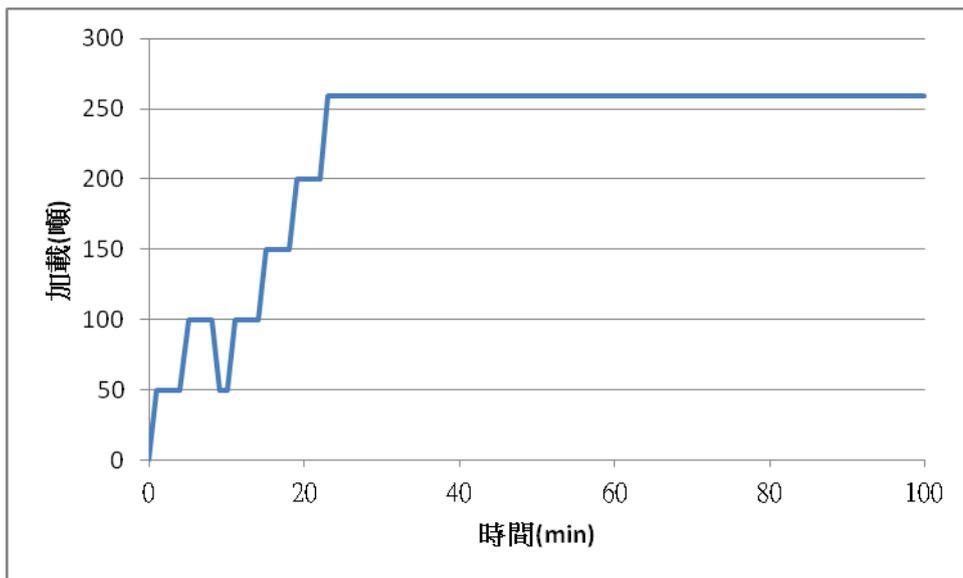


圖 4-1 加載歷程示意圖

(資料來源：本研究整理)

本次試驗試體測溫線均由試體內部走線，並由試體頂端於爐蓋板外出線，加熱試驗前試體安裝於爐內情形則如圖 4-2 所示。試體端點條件為鉸接，試驗設置如圖 4-3 所示。加熱試驗後兩支試體外觀則如圖 4-4 所示。試驗結果兩支試體耐火時效分別為 60 分(EC0)及 59 分(EC50)，相關試驗量測數據討論如後。



圖 4-2 試體安裝情形

(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-3 端點鉸接試驗設置

(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-4 試體加熱後情形 (左:EC0; 右:EC50)

(資料來源：本研究拍攝)

兩次加熱試驗之爐內溫度條件，分別如圖 4-5 及 4-6 所示，由圖中可確認試驗加熱過程條件符合 CNS 12514-1 之要求。

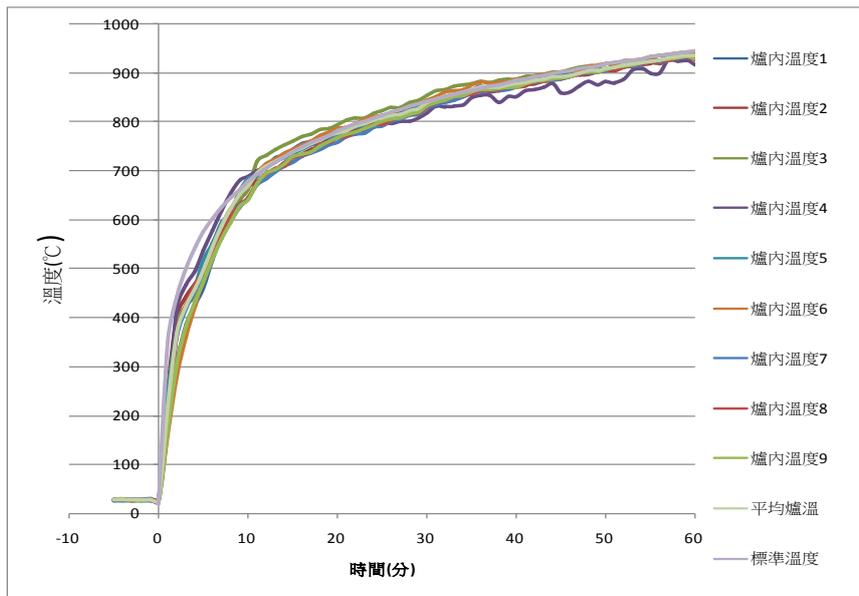


圖 4-5 EC0 試體加熱溫度時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

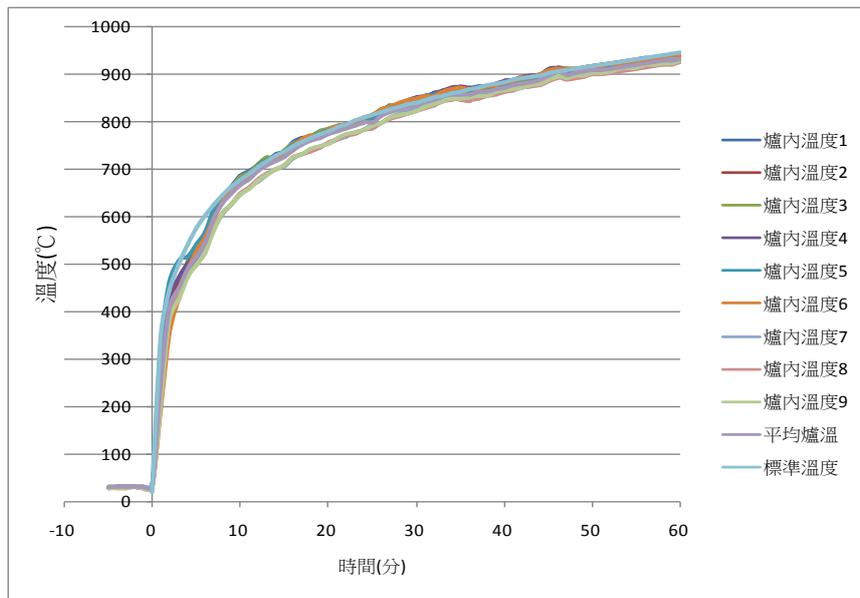


圖 4-6 EC50 試體加熱溫度時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

加熱試驗過程各斷面各測點溫度隨時間變化歷程，如圖 4-7 至 4-11 所示。EC50 試體 B 斷面的混凝土溫度及 C 斷面的溫度值，因資料紀錄操作不當未能紀錄。整體試驗過程，試體溫度依鋼板與混凝土不同材料熱傳導性質，均隨爐溫上升而升高。EC0 與 EC50 兩試體因試驗過程幾無整體挫屈產生，因此斷面溫度與純軸壓溫升行為相似。整體來看，鋼板溫度隨爐內加熱開始上升，在 100 °C 附近並未見其他研究常有之溫度平台，且試驗過程均未有異常聲響出現，推測試體內部水氣移動及蒸發有較順暢的通道，降低混凝土爆裂的現象發生。鋼板溫度隨爐溫持續上升，加熱約 10 分鐘時，爐溫與鋼板溫度約有 300 °C 的最大溫差，至試體破壞時鋼板最高溫度約在 750~850 °C 之間，此時爐溫約 945 °C。鋼板內側因混凝土吸熱效應，溫度普遍低於鋼板表面溫度 50~100 °C。試體內部中央處混凝土溫度則約在 16 分鐘後才開始緩慢上升，混凝土的溫升反應在較靠近表面處無明顯溫度平台，但在中央處就有溫度平台出現，溫度上升至 100 °C 處可保持一段時間不變，代表內部水氣仍未完全蒸發，持續吸收熱能。至試體破壞時混凝土內側約 5 公分處最高溫度約在 200 °C，混凝土中央處溫度則仍保持約在 100 °C 左右。

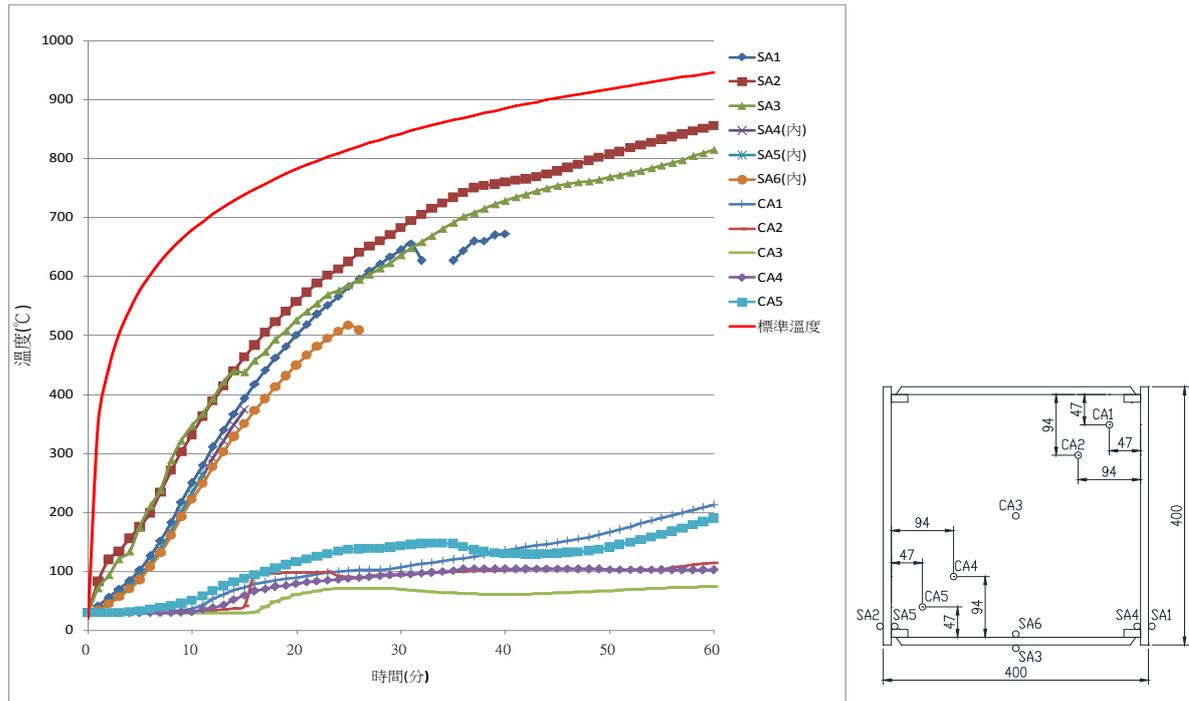


圖 4-7 EC0 試體斷面A測點溫度時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

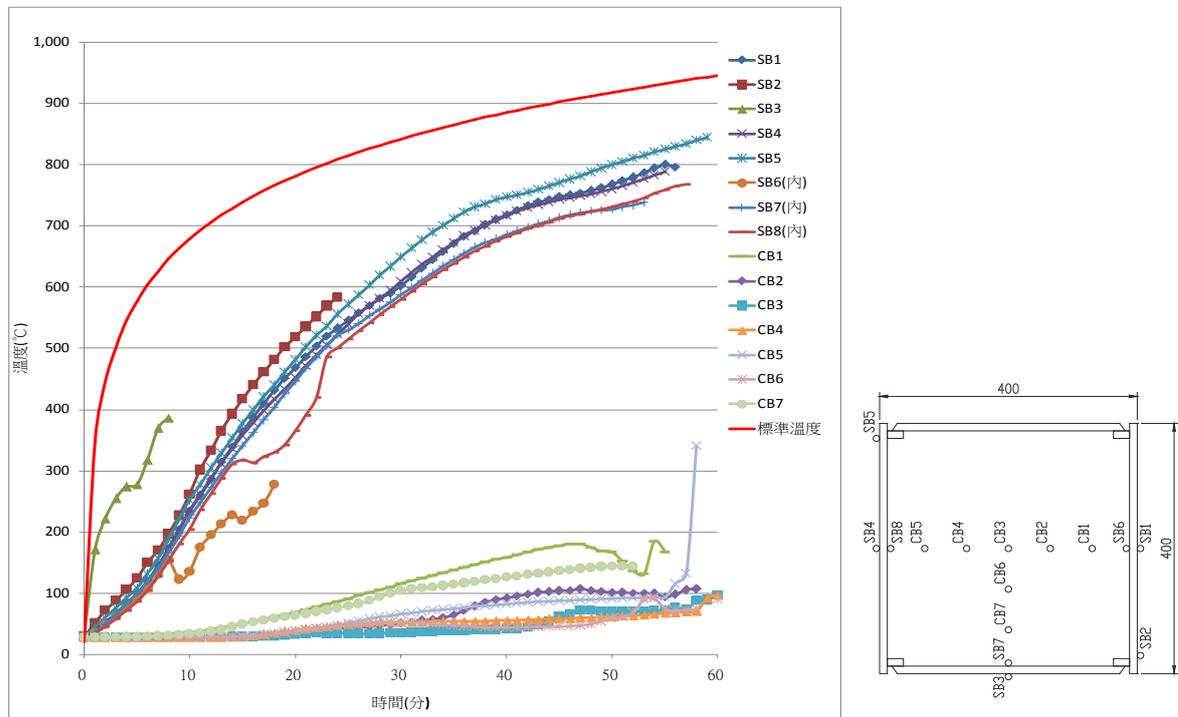


圖 4-8 EC0 試體斷面B測點溫度時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

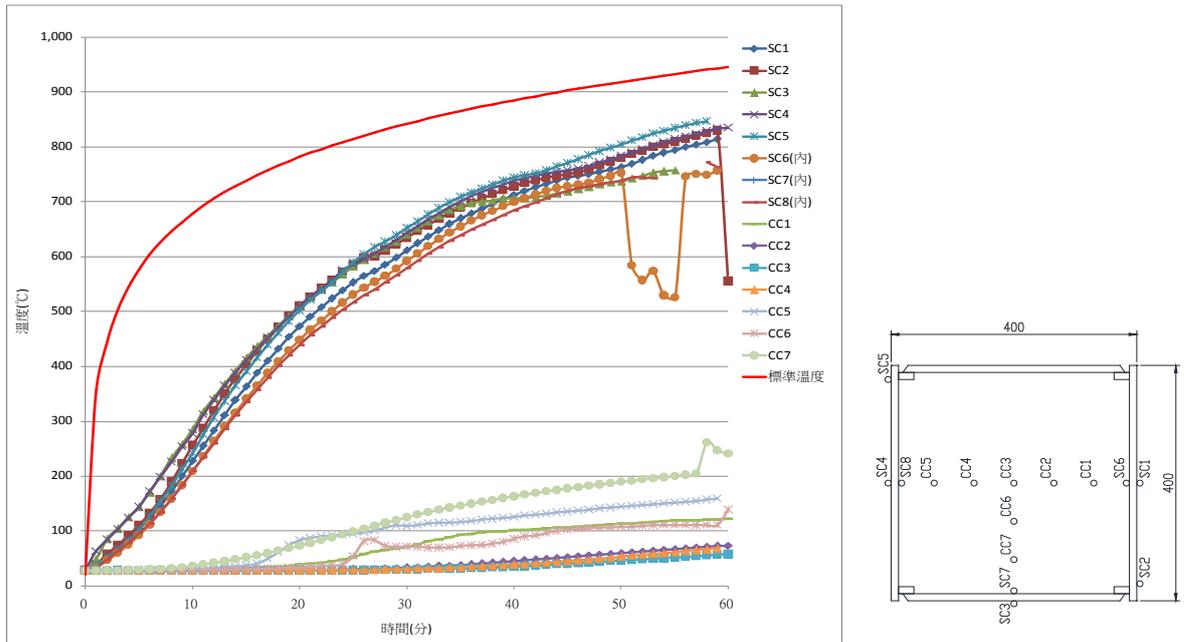


圖 4-9 EC0 試體斷面C測點溫度時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

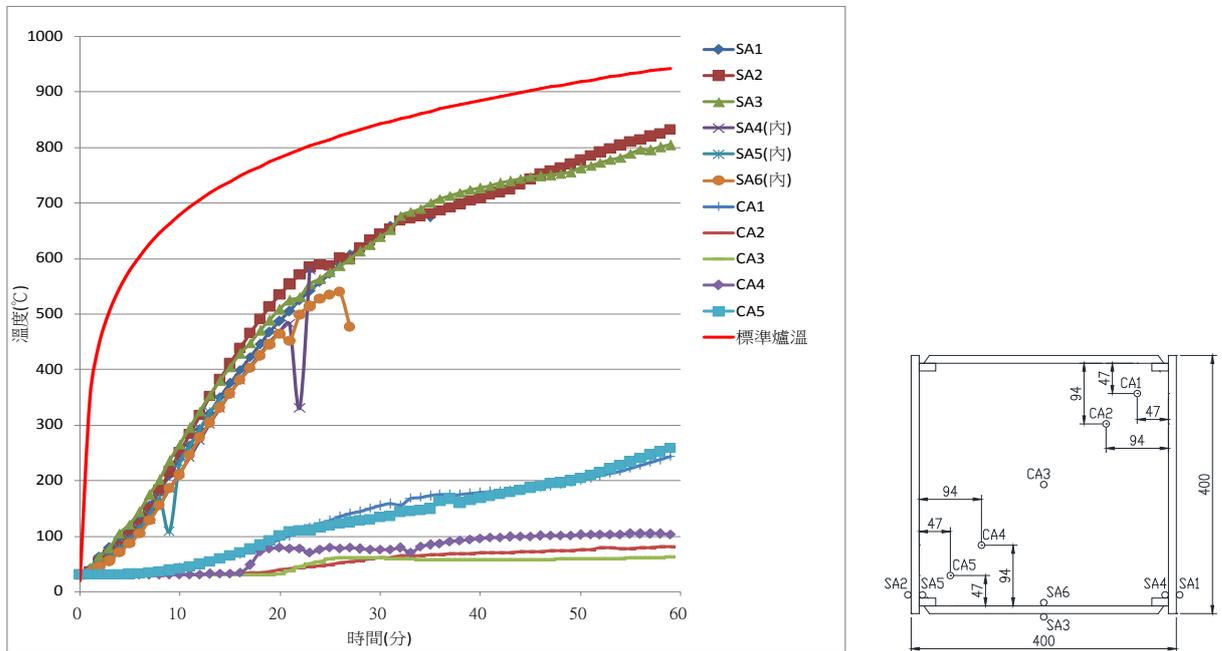


圖 4-10 EC50 試體斷面A測點溫度時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

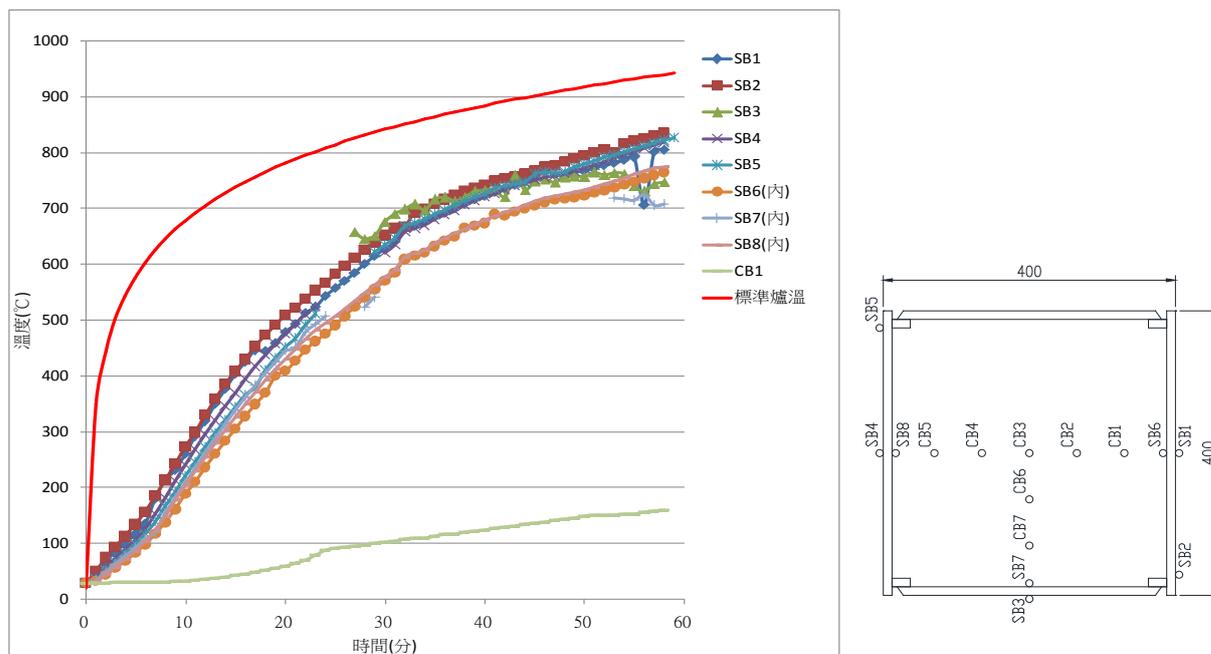


圖 4-11 EC50 試體斷面B測點溫度時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

第三節 加熱試驗過程試體軸向變形行為

加熱試驗過程兩支試體軸向變形及爐溫與時間的關係如圖 4-12 所示。試驗開始爐內溫度依標準曲線加熱，兩支試體軸向變形隨溫度上升而逐漸產生伸長膨脹變形，初期 6 分鐘左右兩試體軸向變形幾乎一致，EC0 試體約加溫至 22 分鐘達最大膨脹變形為 13.4 mm，EC50 試體則於加溫 21 分鐘達最大膨脹變形為 9.2 mm，明顯小於 EC0 試體，此時平均爐溫約為 790 °C，鋼板溫度約 500 °C。過最大膨脹伸長量後試體直接轉為壓縮，但約在加熱 25 分鐘時，兩試體壓縮行為又呈幾乎一致的反應，約加熱 33 分鐘時，試體壓縮回原始長度值，直至加熱約 52 分鐘時，EC0 試體開始有較明顯的加速壓縮，直至 60 分鐘同時因軸向壓縮量及軸向壓縮速率達到標準規定的破壞點而視為失效。而 EC50 試體過最大壓縮量後則皆呈緩慢穩定壓縮，直至 59 分鐘因軸向壓縮速率達到標準規定的破壞點而視為失效。在試體破壞時，同時也可以觀察到軸向載重已無法穩定保持在 259 噸的試驗載重，可視為試體已無法保持承重能力而破壞。

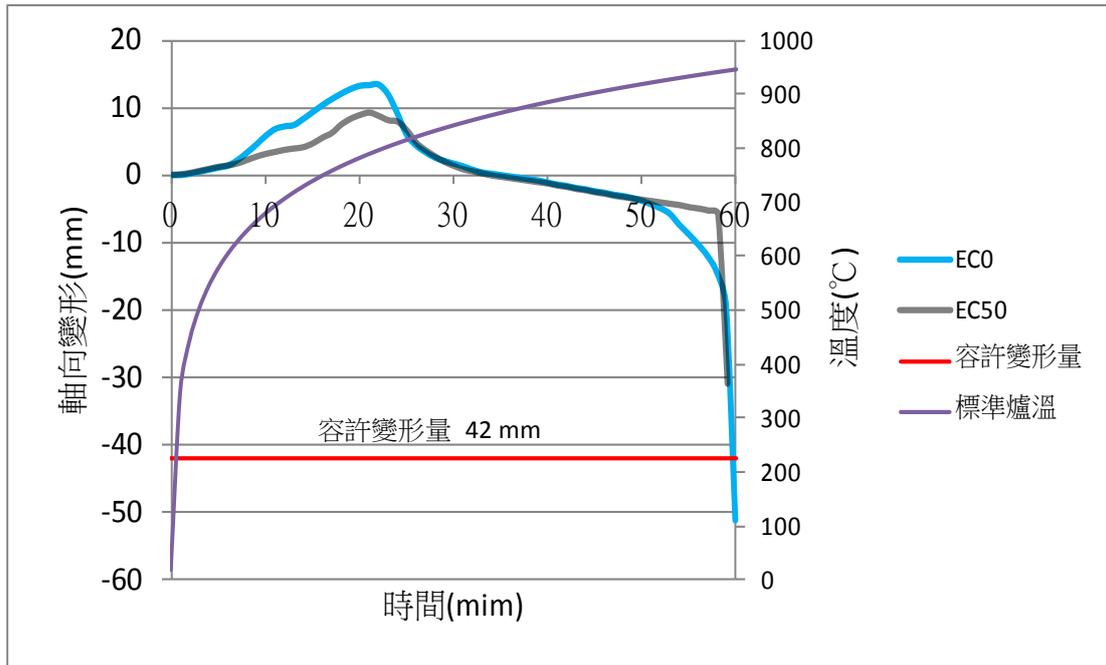


圖 4-12 ECO 及EC50 試體軸向變形與標準爐溫-時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

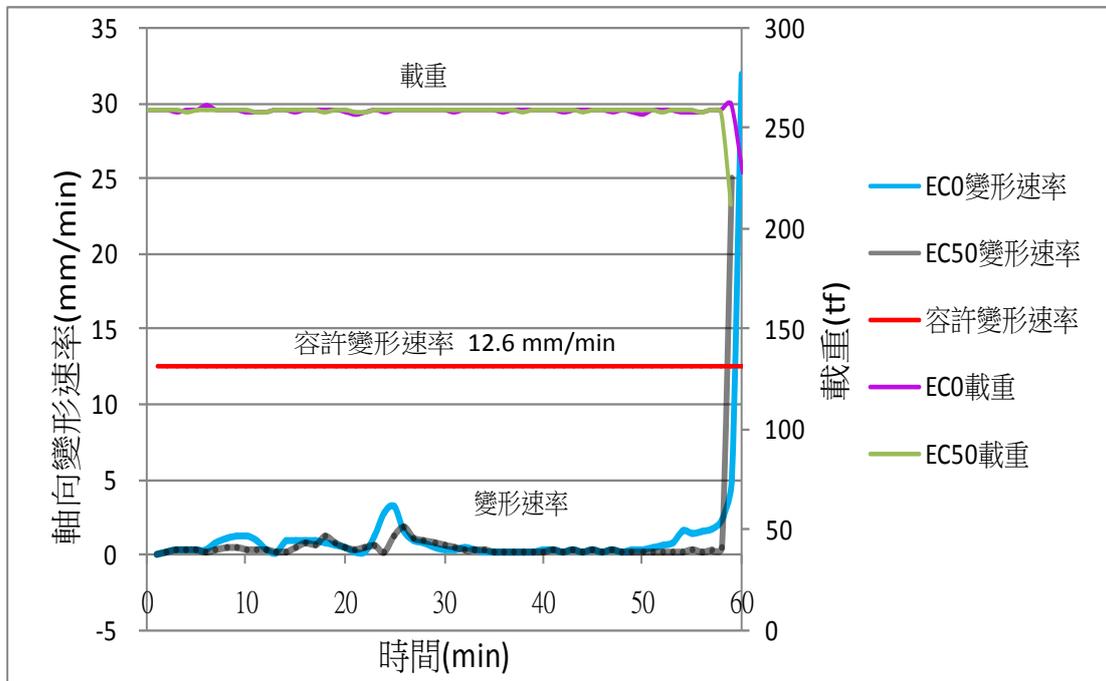


圖 4-13 ECO 及EC50 試體軸向變形速率及載重-時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

試體中點上、下端板的位移行為及側向位移分別如圖 4-14~4-18 所示。由圖 4-14 及 4-15 可知，EC0 試體因載重無偏心，試驗過程上下端板位移可視為無轉角產生。由圖 4-16 及 4-17 可知，EC50 試體因載重偏心 50 mm，試驗過程上下端板有相對位移產生轉角，但此轉角量相當小，對照試驗後試體外觀觀察，此轉角對試體破壞影響應不大。另外由 EC0 試體的中點側向位移雖可量測到往北側有約 20 mm（中點位移 1，由拉線式量測）及 35 mm（中點位移 2，由陶瓷棒量測），但觀察試驗後試體，並無明顯的向北側彎曲的現象，但在側向位移量測點卻有鋼板因熱膨脹及試體壓縮造成的鋼板外凸，因此側向位移極有可能是量到鋼板外凸的變形值。另外 EC50 試體的中點側向位移，因拉線式位移計卡線數據異常，不予納入討論。

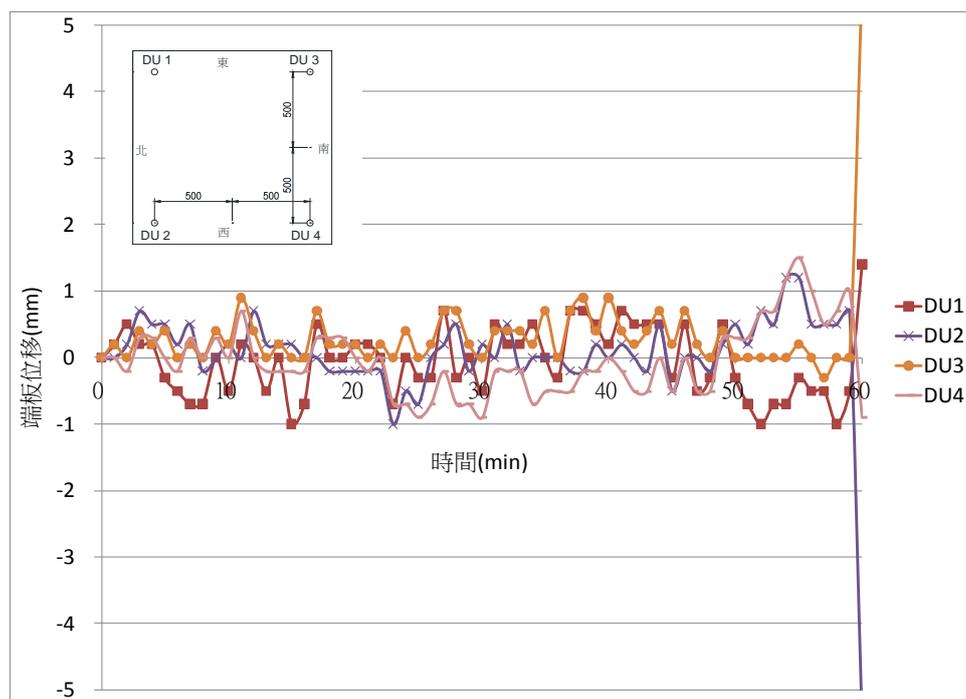


圖 4-14 EC0 試體上端板位移-時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

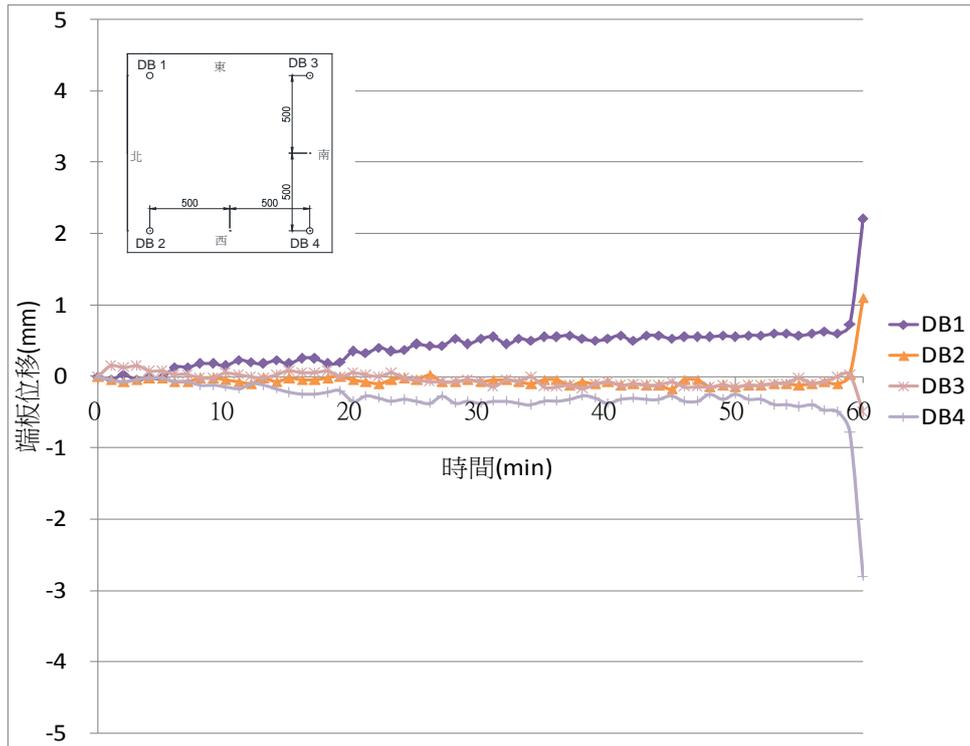


圖 4-15 EC0 試體下端板位移-時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

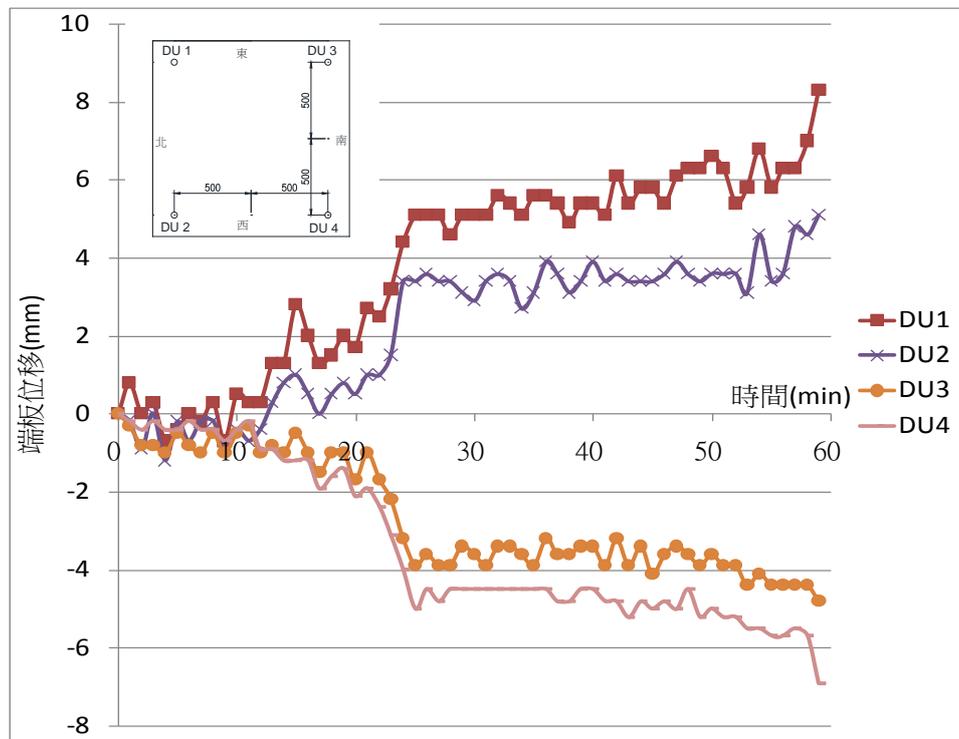


圖 4-16 EC50 試體上端板位移-時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

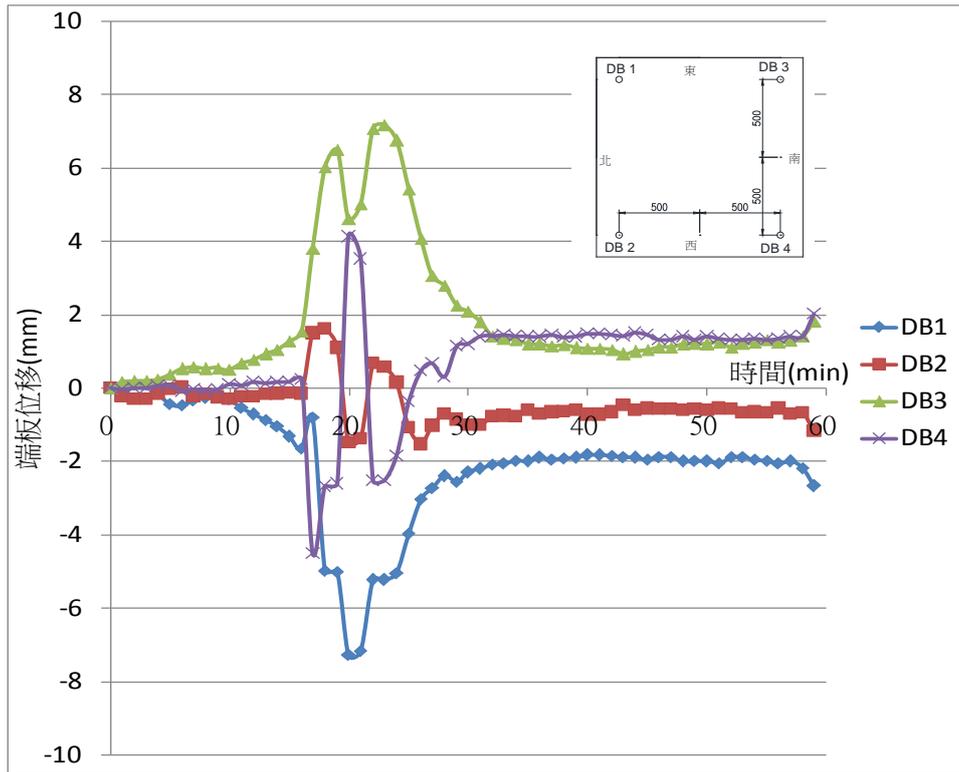


圖 4-17 EC50 試體下端板位移-時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

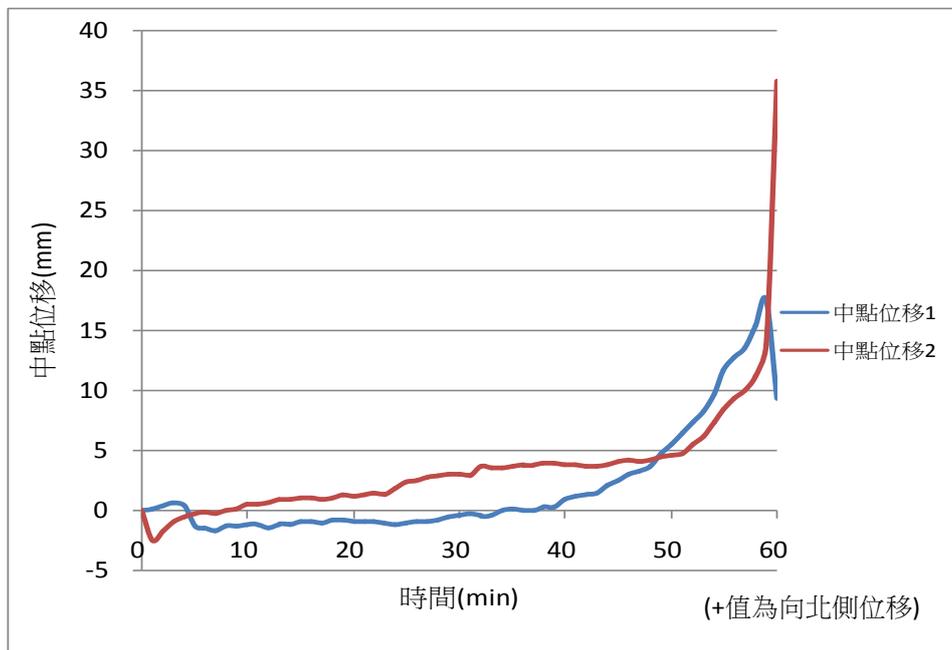


圖 4-18 EC0 試體中點側向位移-時間曲線圖

(資料來源：本研究整理)

第四節 試體外觀及討論

兩支試體加熱試驗後 4 個面向外觀如圖 4-19 及 4-20 所示。觀察試體軸向有局部變形，破壞主要仍由壓縮變形造成。試體表面鋼板有局部挫屈突起，突起位置及高度彙整如表 4-1 及 4-2 所示。藉由突起處透氣孔觀察，可發現內部混凝土有壓碎情形。試驗後外觀，EC0 試體的局部挫屈在加熱範圍內分布較為平均，其突起高度最高約為 70 mm。EC50 試體的局部挫屈則較為集中在離底部約 200~250 cm 處，其突起高度最高約為 100 mm，大於 EC0 試體的最大凸起高度。



圖 4-19 EC0 試體試驗後外觀

(資料來源：本研究拍攝)

表 4-3 EC0 試體試驗後鋼板外突量測

突起高度 mm 距底面位置 cm	東側	西側	南側	北側
286	24			
278			45	
261				42
250	48	50		
227			70	
221	50			50
211		40		
175			50	
154	40	70		
149				40
131			40	35
119		40		
79	32	30	47	31

(資料來源：本研究整理)

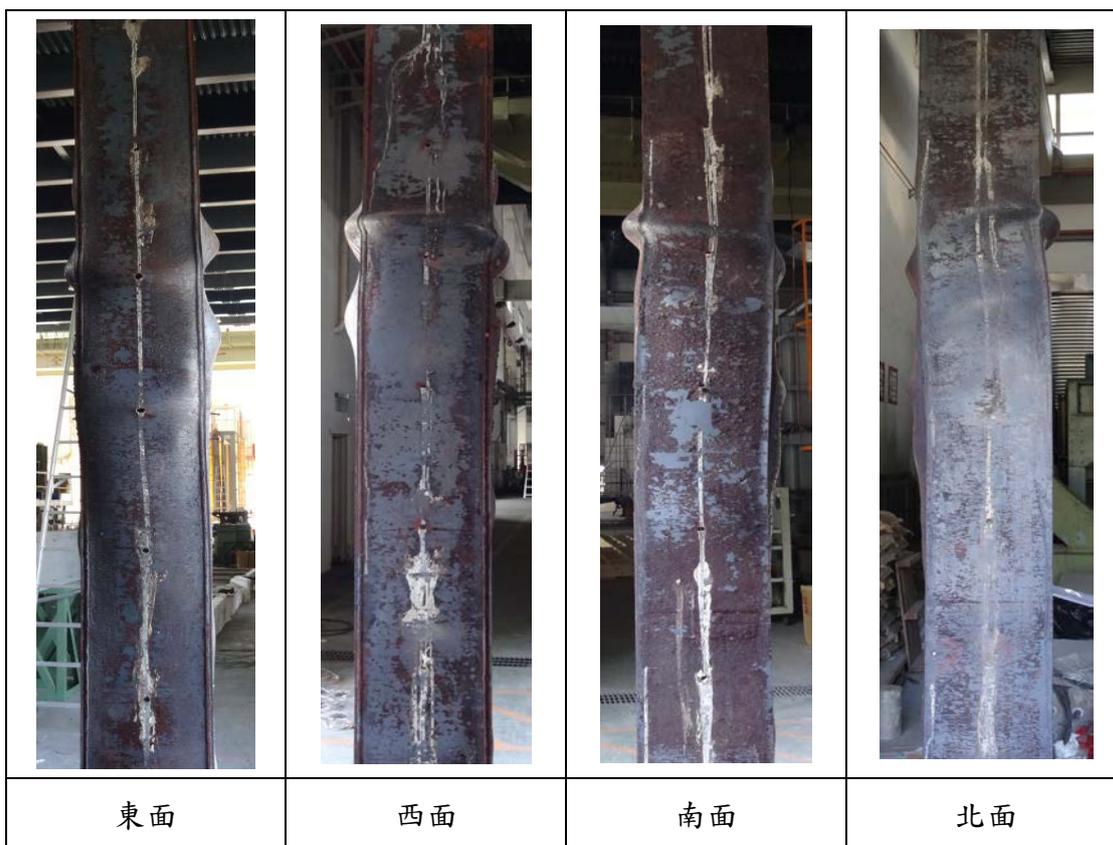


圖 4-20 EC50 試體試驗後外觀

(資料來源：本研究拍攝)

表 4-3 EC50 試體試驗後鋼板外突量測

突起高度 mm 距底面位置 cm	東側	西側	南側	北側
288			50	
282	35			
267		105		
258			90	
249	93			
240		55		
234			50	70
202		100		
177	75			
170				90
156			45	
80	35			

(資料來源：本研究整理)

第五節 量測技術討論

受限於量測設備並不耐高溫，要在高溫的環境下量測數據，一向都是極具挑戰的，本次試驗在溫度及試體中點側向位移的量測採用一些不同的設置方式，其量測結果討論如下。

為保護量測試體鋼板溫度的測溫線不被高溫燒毀，此次除量測點位處將線露出，其餘線體均埋入試體內部並由試體上方於試驗爐蓋板外集中出線，如圖 4-21，所量測到的鋼板溫度整體行為較以往外露線體的升溫曲線較為符合加熱曲線，但仍有部分測溫點數據異常，藉由試驗後觀察，除部分試體表面測溫點脫落，其餘外觀大致為正常，如圖 4-22。推測其原因除可能仍因高溫使外露的局部測溫線燒毀，也可能因測溫線係埋入混凝土並未留可活動的部分，在加熱時試體因鋼板膨脹與混凝土脫離而將測溫線拉斷致使量測溫度異常。



圖 4-21 試體測溫線配置

(資料來源：本研究拍攝)



測溫點脫落



測溫點固定良好

圖 4-22 試驗後試體表面測溫點

(資料來源：本研究拍攝)

試體中點側向位移採用鋼絲線（本試驗採用 304 不鏽鋼線）在爐內與試體連接，延伸到爐外再由位移計量測位移，以及採用常見的使用陶瓷棒方式，如圖 4-23 及 4-24。藉由試驗中及試驗後觀察，鋼線均仍固定在量測點上並未斷線，但此方式需對向兩側同時量測方能消除熱膨脹的影響，設置上較為麻煩，且若有一側數值異常則無法求得較為正確的位移。另外由本次試驗結果可發現試體並未有明顯的側向位移，但量測數值確有約 20~35 mm 的位移，其可能原因為鋼板的外凸所產生的位移，而非試體的側向位移，且量測該斷面尺寸由試驗前的 400 mm，膨脹為 430 mm，這些都是可能造成中點側向位移量測的失真。



圖 4-23 試體中點側向位移量測設置 (1)

(資料來源：本研究拍攝)

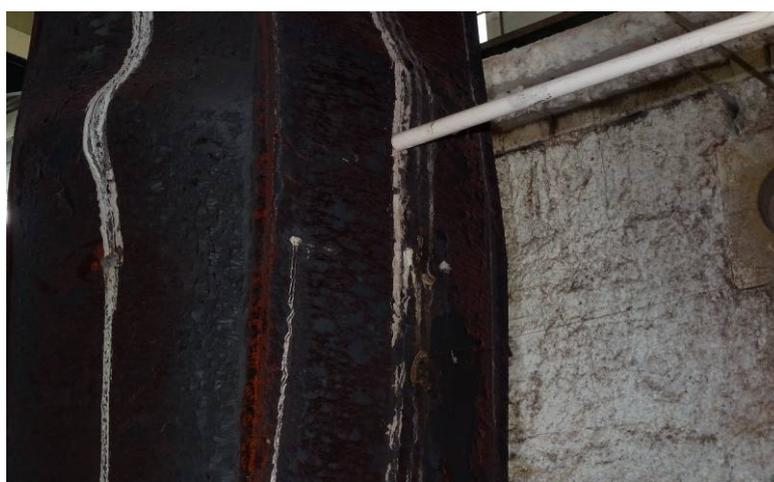


圖 4-24 試體中點側向位移量測設置 (2)

(資料來源：本研究拍攝)

第五章 結論與建議

第一節 結論

本研究製作兩支實尺寸箱型鋼管混凝土柱試體，試體兩端點條件為鉸接，兩支試體施加相同載重比的軸向載重，施加载重的軸線 1 支無偏心，另 1 支偏心 50 mm（荷載偏心率為 0.125），隨後進行 CNS 12514-1 標準升溫曲線加熱，探討兩支試體加載有無偏心之影響，其結論如下：

- 一、藉由文獻回顧彙整分析，鋼柱載重有無偏心，尤其在小偏心時，對耐火時效的影響已有部分之成果，但其結論仍未有很一致的結果。
- 二、試驗鋼柱試體依「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，計算試體軸壓承载力為 925 tf，當施加 0.28 軸壓承载力為 259 tf，此時試體尚能承受之最大彎矩為 48 tf-m；而當加載偏心 50 mm 時，此時柱端承受彎矩為 12.95 tf-m。
- 三、試驗端點條件為鉸接端，在本次試驗條件下，其端板在無偏心載重下，幾無轉角的行為出現；在偏心 50 mm 載重下，則有輕微的轉角出現，但其數值很小，對試體的側向變形影響不大。
- 四、本次試驗載重 259 噸，分為無偏心及有偏心，偏心距為 50 mm 下，端部所受彎矩大小為 12.95 tf-m，在此小偏心距的加載條件下，其有、無偏心試驗條件下的最大熱膨脹量分別於 22 及 21 分鐘時達到，膨脹值分別為 13.4 及 9.2 mm，而最終耐火時效則分別為 60 分鐘及 59 分鐘。
- 五、本案研究結果顯示，試體端點條件為鉸接端，在低載重比（0.28 設計載重）及小偏心的加載下，對試體的溫升曲線及耐火時效影響並不明顯，但在加熱過程的軸向膨脹量則有部分壓抑效果，減少其最大膨脹量。
- 六、本研究量測數據所採用的方式，經試驗結果證明有其可行性，但仍需進一步改善，例如中點側向位移量測點可改為固定在內部混凝土，避免受到鋼

板加熱過程熱膨脹所造成的影響。

第二節 建議

立即可行建議 - 不同偏心載重對箱型鋼管混凝土柱防火性能驗證

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：

柱構件因位於建築物不同位置及週遭不同使用目的，而承受不同型式的力組合作用。本年度研究成果顯示在低載重比、小偏心距的條件下，箱型鋼管混凝土柱的耐火時效差距不大，在柱構件的 P-M 作用曲線上，基本上可視為與純軸力無偏心構件，有相同的耐火時效。但對於在結構上有不連續的構架，或實際使用時相鄰區域有不同目的的使用載重時，對柱構件端部造成不同或較大偏心彎矩時的耐火性能之影響，值得持續探討對耐火性能有較明顯之臨界偏心彎矩，並建立此型式之試驗包絡線資料，以完善偏心載重對箱型鋼管混凝土柱耐火時效之影響。

附錄一 期初、期中及期末會議紀錄回覆

(一) 期初審查會議紀錄與回應

審查意見	研究回應
<p>1. 本案研究題目討論偏心載重，在實務上建築結構柱是否常見產生偏心載重，是在那些配置或情況下會產生？請於報告內容補充說明，以加強研究之重要性。</p> <p>2. 本案研究偏心載重之主要試驗參數，施加载重 (P)、彎矩 (M) 及偏心距 (e)，其彼此間相關性及選擇之考量，請補充敘明。</p> <p>3. 預期遭遇困難中提到柱試體側向位移之量測設備及技術，請於執行過程中，將最終所採用之量測設備及技術詳加介紹，以供後續此類研究試驗參考。</p>	<p>1. 建築物因結構不同部位的需求，在柱接頭區四周的構件型式、大小會有不同，或樓板所承受的活載種不同，造成結構構件的受力不一致，致使柱除承受垂直載重外，也承受了不同程度的彎矩。本研究係以偏心載重模擬彎矩，探討此種載重對耐火時效之影響，相關內容已於第 1 章研究源起補充說明。</p> <p>2. 試驗參數之選擇係考量延續 103 年度研究成果及試驗設備安全後擇定，詳如第 3 章試驗規劃說明。</p> <p>3. 詳報告書第 3、4 章說明。</p>

(二) 期中審查會議紀錄與回應

審查委員	審查意見	研究回應
邱顧問 昌平	CFBC 柱在偏心載重下之火害試驗研究接續 103 年度之成果，改變柱端為鉸接，探討無偏心，及有偏心距下之行為，在文獻回顧，試驗規劃等有初步成果，惟試體之細部設計圖，整體試驗佈置圖等尚須完成之。	試體之細部設計圖，整體試驗佈置圖已補充於報告書。
	簡報中之“預期遭遇困難”所提柱側向位移之量測、高溫煙氣洩漏…等是否可克服？	高溫煙氣洩漏業已克服，柱側向位移之量測雖有採有不同量測方式，惟試驗結果顯示仍有改善空間。
	報告書第 40 頁中，h 為斷面寬，而第 7 頁中 h 為初始高度，宜修改避免混淆。第 36 頁第四節實驗步驟中之文字及符號等請適度修正之。第 39 頁，修正數值	已修正報告書內容文字及表格。

	$I_g=213333.3 \text{ cm}^3$ 才對；試體基本性質計算數值表中間以雙線區隔。第 40 頁，試驗載重相關定義及文字符號宜一致。	
方教授 一匡	本期試體只有兩支，不易進行全面性探討，建議在試體結果討論時，針對前期(100-103 年科技計畫)相關試驗成果，尋求可補充原有結果不足之處，加強討論，特別是與設計規範驗證的工作，亦即本研究成果之定位，在論述時值得注意。	本研究主要延續先前研究成果，在基本完成無偏心軸向載重下火害中耐火時效的評估公式，接續探討當載重有小偏心時之影響。
	因本次試體之端點採用鉸接支承，在試體破壞或升溫終止前，柱會有較大的彎曲變形，如何有效量測柱中央點之側位移及柱端之固定措施均請留意。	感謝委員提醒，已於實驗前加以確認後再進行。
郭教授 詩毅	本研究與歷年的研究計劃成果連結說明，可再加強。	本研究主要延續先前研究成果，在基本完成無偏心軸向載重下火害中耐火時效的評估公式，接續探討當載重有小偏心時之影響。
	簡報宜說明研究計畫進度，相關主要事項的執行時程。	將於未來期中簡報時列入。
	試驗是否考慮剪力釘的影響？	依 103 年度研究成果，剪力釘在火害中之影響不明顯，本年度暫不考慮。
	報告書第 22 頁，表 2-2，那些既有的研究成果可以比對，是否有國外文獻可參考或比對。	將依委員意見補充。
	請補充試體之養護及乾燥方式。	已補充說明於報告書。
	請補充偏心距選用 5cm 之說明。	原因為試驗設備原始設計已有最大偏心 5 cm 的機構。
	柱試體不穩定挫屈破壞狀況有可能頗為突然，相關人員設備安全檢視，應留意。	感謝委員提醒，將於實驗前確認及實驗中加以注意進行。
陳技師 正平	若僅作防火效研究，則對工程界應用價值不高。若能繼續作火害後柱之 P-M 曲線，則對火害後構件所需補強量之決定幫助很大。	感謝委員意見，將於後續研究納入。
鍾教授 興陽	報告書第 35 頁，圖 3-10，有關試體側向位移量測採用金屬線，由於假設為兩側的溫差均相同，固可以抵銷，但是爐中溫度差未必相同，故可能造成測量誤差，建議仍可採用舊有方式平行量測，以驗證新量測方法的可靠性。	遵造委員意見，已兼採用舊有方式陶瓷棒加以量測。

	偏心實驗須注意鋼柱挫屈問題。	感謝委員提醒，將於實驗前確認及實驗中加以注意進行。
臺北市結構工程工業技師公會 夏技師 沛禹	報告書第 27 頁試體圖顯示柱底為剛性加勁，如何達到所謂鉸接接合，請再考量。	鉸接接合方式，已於第四章內說明。
	報告書第 28 頁標示高流動混凝土，坍度採用 25 cm，請修正以坍流度值表示。	遵照委員意見，已修正報告書。
	本試體檢核加載安全係數，其中具偏心試體，柱內混凝土安全係數為 0.57，惟其係依據勁度分配受力，當高溫時，鋼板勁度急速降低需注意試驗中安全性，即適當的防護措施。	感謝委員提醒，將於實驗前確認及實驗中加以注意進行。

(三) 期末審查會議紀錄與回應

審查委員	審查意見	研究回應
鄭教授 復平	中央部分量測位移之鋼絲及陶瓷管可先行校正。	本案採用鋼絲量測位移，可藉由計算消除熱膨脹影響。
	含水量攸關水汽壓及爆裂請敘明澆置及試驗時間。	試體澆灌到試驗時齡期為 89 天。
	檢查凸出位置並切開斷面，檢討爆裂之影響。	由試驗後外觀觀察，鋼板外凸大致呈隨機分布，且試驗過程未聽到有爆裂聲響，
	上、下端板位移圖顯示有旋轉現象。	在偏心載重試驗下，上、下端板的確有旋轉現象。
方教授 一匡	本報告在材料基本熱性質及量測技術均有詳細討論，可供後續研究之參考。	謝謝指教。
	鋼板在高溫中的局部變形會影響到柱的整體側向位移量測精度，在後續較大偏心載重研究中，此量測技術有待檢討改善。	後續將嘗試把量測點置於混凝土表面來改善。
	本研究宜與本所已有的先期相關研究整合在一起，在後續研究中加強電腦分析模擬工作，期能提供業界參考資料。	納入後續研究。
姚教授 昭智	研究成果甚佳。	謝謝指教。
	報告書第 40 頁中間計算慣性矩 I_s 的公式有誤，應為尺寸 4 次方而非 2 次方。	已修正報告書。
郭教授 詩毅	在小偏心時，對耐火時效的影響已有部分之成果，但其結論仍未有很一致的結果，在第五章建議的部分可以作討論。試體的條件、數量不足皆為不易進行全	已於報告書內補充說明。

	面探討。	
	研究量測數據所採用的方式，有創見，且實際可用，但仍有進一步改善空間。	謝謝指教。
鍾教授 興陽	報告書第 51 頁，圖 4-12，橫軸時間單位有誤，請修正。	已修正報告書。
	建議可將報告書圖 4-16 和圖 4-17 試體 EC50 之上下端版位移-時間曲線，另製成柱端轉角與時間的關係圖，加以敘述。	因端板位移量極小，轉成轉角值均不到 1 度，因此仍以位移表示較為明顯。
	報告書第 47 頁，第四行“無挫曲發生”可修改為“無整體挫曲發生”。	已修正報告書。
	可嘗試解釋報告書第 47 頁，第 6-7 行，混凝土未有爆裂現象之原因。	試體表面均有開透氣孔，有助水汽逸散。
	箱柱角隅銲道破裂之觀測，可記錄與敘述。	因試驗標準終止條件為軸位移達 42mm，但本案壓至設備預設安全位移值 100mm 時才停止，恐影響銲道破裂之判斷，暫未討論此現象。
	建議圖形中的曲線顏色在黑白列印下不要太接近。	將於後續資料準備時改進。
	報告書所用文字請統一，挫曲 or 挫屈？	已修正報告書。
	可探討試體 EC50 曲線在後段變形突然增加之原因。	EC50 試驗後外觀局部挫屈較為集中，有可能為後段突然變形增加的原因。
中華民國土 木技師公會 聯合會 林技師 增吉	符合預期成果。	謝謝指教。
	建議結論能否增加通案適用之說明。	本案為首次探討鉸接端及偏心載重之影響，俟有足夠研究資料再提通案說明。
臺北市結構 工程工業技 師公會 夏技師 沛禹	請補充探討報告書第 51 頁，圖 4-12 EC0 試體較 EC50 之軸向變形下降的原因說明。	EC0 試驗後外觀局部挫屈較為均勻分布，而 EC50 試驗後外觀局部挫屈較為集中且其端板有些微轉角，有可能為造成兩者差異的原因。
	報告書第 21 頁，耐火時間評估公式請補充“e”符號說明，並於報告內補充 2 個試體試驗結果依該公式之檢核結果。	“e”符號已於報告書第二章補充說明，試體試驗結果依該公式之檢核結果詳第四章內容。

參考書目

- ACI Committee 216, (1994) “ Guide for determining the fire endurance of concrete elements,” American Concrete Institute.
- AIJ Standards for structural calculation of steel reinforced concrete structures, (2001) , Architectural Institute of Japan.
- Chung, K., Park, S., Choi, S. (2008). “Material effect for predicting the fire resistance of concrete-filled square steel tube column under constant axial Load.” *Journal of Constructional Steel Research*, 64(12), 1505-1515.
- Ellingwood, B., and Shaver, J. R., (1980) “ Effects of fire reinforced concrete members,” *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 106, No. ST11, November , pp. 2151-2166.
- Espinos, A., Romero, M. L. and Hospitaler, A. (2010). “Advanced model for predicting the fire response of concrete filled tubular columns.” *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 1030-1046.
- Eurocode 4. (2005). “Design of composite steel and concrete structures, Part 1.2, General rules-structural fire design.” Eurocode 4 DD ENV 1994-1-2 : 2005, British Standards Institution, London.
- European Committee, (1995) “ Eurocode 2 : Design of concrete structures - Part 1-2 : General rules - Structural fire design,” ENV 1992-1-2.
- Han, L. H., Yang, Y. F., Xu, L. (2003). “An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns.” *Journal of Constructional Steel Research*, 59, 427-452.
- Han, L. H., Yang, Y. F., Yang H., Huo, J. S. (2002). “Residual strength of concrete-filled RHS columns after exposure to the ISO-834 standard fire.” *Thin-Walled Structure*, 40, 991-1012.
- Khoury , G. A. (1992) ,”Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment ,” *Magazine of Concrete Research*, Vol. 44, No. 161, pp.291-309.
- Kodur, V. K. R. (2007). “Guidelines for fire resistant design of concrete-filled steel

- HSS columns-state-of-the-art and research needs.” *Steel Structures*, 7, 173-182.
- Lie, T. T., and Barbaros, C., (1991). “ Method to calculate the fire resistance of circular reinforced concrete columns,” *ACI Materials Journal*, Vol. 88, No. 1, January-February, pp.84-91.
- Lie, T. T. and Chabot, M. (1992). “Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with plain concrete.” Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Internal Report No. 611.
- Rixom M.R. & Mailvaganan, N.P., (1986), ”Chemical admixtures for concrete”, E & F.N. Spon, London, 2nd edition, p.306.
- Schaumann, P., Bahr, O., Kodur, V. K. R. (2006), “Numerical studies on HSC-filled steel columns exposed to fire”, *Welding in the World*, pp. 373-378.
- 內政部營建署(2012), 「最新建築技術規則」, 詹氏書局。
- 內政部營建署(2011), 「鋼骨鋼筋混凝土構造設計與解說」。
- 中華民國國家標準 CNS 12514-1 (2014), 「建築物構造構件耐火試驗法-第 1 部：一般要求事項」, 經濟部標準檢驗局。
- 中華民國國家標準 CNS 12514-7 (2014), 「建築物構造構件耐火試驗法-第 7 部：柱特定要求」, 經濟部標準檢驗局。
- 沈進發、陳舜田、林尚賢 (1991), 「以X射線繞射試驗法推測混凝土受火害程度之研究」, NSC 80-0410-E011-08, 國科會專題研究計劃報告, 台北。
- 沈進發、陳舜田、張郁慧 (1993), 「火害延時對混凝土材料性質之影響」, NSC 82-0410-E011-079, 國科會專題研究計劃報告, 台北。
- 曹寶珠 (2003), 「薄壁鋼-混凝土組合構件靜力性能研究」, 哈爾濱工業大學博士論文。
- 楊國珍、林南交、楊方傑、王星堯、許書豪與許瓊芳(2011), 「銲接型式對高溫下軸向受力鋼柱對破壞模式之影響」, 內政部建築研究所委託研究報告。
- 何明錦、湯兆緯、涂耀賢、洪志評與劉得弘(2012), 「銲接工法對鋼骨鋼筋混凝土柱火害行為之研究」, 內政部建築研究所研究報告。

陳誠直、趙文成、林政億及吳易宸(2010),「含混凝土箱型鋼柱火害下軸向受力行為之研究」,內政部建築研究所委託研究報告。

陳誠直、林政億、柯宗滕和胡耀光(2012),「包覆填充式箱型鋼管混凝土柱火害行為研究」,內政部建築研究所委託研究報告。

陳誠直、林政億、謝哲民和王信賢(2013),「箱型鋼管混凝土柱之防火性能驗證技術研究」,內政部建築研究所委託研究報告。

陳誠直、林政億、曾暉琰和蔡旻諺(2014),「填充式箱型鋼柱防火性能設計研究」,內政部建築研究所委託研究報告。

蔡綽芳等人(2013),「填充型鋼管混凝土柱最佳化耐火性能設計研究」,內政部建築研究所協同研究報告。